

Untersuchungen zum Verformungs- und Lastabtragungsverhalten einer Kaikonstruktion

vom Fachbereich Bauingenieurwesen
der Technischen Universität Carolo-Wilhelmina
zu Braunschweig

zur Erlangung des Grades eines
Doktor-Ingenieurs (Dr.-Ing.)
genehmigte

Dissertation

von
Dipl.-Ing. Thomas Bergs
aus Braunschweig

| | |
|-----------------------|-----------------------------------|
| Eingereicht am: | 18. März 2004 |
| Mündliche Prüfung am: | 17. Dezember 2004 |
| Berichterstatter: | Prof. Dr.-Ing. J. Stahlmann |
| Berichterstatter: | Prof. Dr.-Ing. habil. W. Niemeier |

2005

in memoriam

Prof. Dr.-Ing.
Walter Rodatz

Erklärung der verwendeten Formelzeichen

| | |
|-----------------|--|
| A | Querschnittsfläche |
| c | Kohäsion |
| E | Elastizitätsmodul |
| E_s | Steifemodul |
| e | Porenzahl |
| e_{ah} | horizontale Komponente des aktiven Erddrucks |
| e_0 | Erdruhedruck |
| e_1, e_2, e_m | Dehnungen |
| Δh | Höhendifferenz |
| γ | Feuchtraumwichte |
| γ' | Feuchtraumwichte unter Auftrieb |
| γ_w | Wichte des Wassers |
| I_y | Flächenmoment 2. Grades |
| k_0 | Erdruhedruckbeiwert |
| η | Sicherheit |
| MR | Messreihe |
| MS | Messstelle |
| φ | Winkel der inneren Reibung |
| ν | Querdehnzahl |
| σ_{tot} | totale Spannung |
| σ_{eff} | effektive Spannung |
| τ | Schubspannung |
| u | neutrale Spannung |
| ψ | Dilatanzwinkel |
| Thw | Tidehochwasser |
| Tnw | Tideniedrigwasser |

Abstract

A Quay Construction is a multiply indeterminate static system, whose sustaining behavior is determined through complex interactions of its base elements between each other and with the ground. To resolve the stability problem, its complexity is reduced by dismantling the construction into subsystems.

The load assumptions and calculation methods employed for analyzing quay constructions are based on long-standing experiences and investigations. The goal of such investigations is to determine the sustaining and deforming behavior of individual components in the compound construction. An improved analysis of the sustaining behavior is achieved by using adequate measuring equipment. Within the scope of a Hamburg port project an extensive test program could be set up, with which the institute of Foundation Engineering and Soil Mechanics of the Technical University of Braunschweig (IGB-TUBS) was engaged by the 'Amt Strom und Hafenbau' of the state of 'Freie und Hansestadt Hamburg'. Seen in a scientific perspective, this task can be regarded as a large-scale in-situ-test. After the project description the entire deformation behavior of the construction is explained.

Following the representation of static fundamentals for quay constructions and the description of the operation mode of tension piles, the state of the art of tension and deformation measurements is briefly presented. The measurement technology used within the full-scale field trial is described and explained. The discussed results of the measurements, using inclinometers, earth pressure cells and sliding micrometers, are evaluated, either statistically or engineer-technically. The measured deformations and calculated forces and tensions are compared with the results of numeric calculations.

Measurements at the quay wall confirm the validity of the approach of the acting earth pressure. The theoretically expected movement for initiating the full ground resistance could not be ascertained by measurements. Nevertheless, a balance of power does exist in the compound system, as demonstrated by comparison of the resulting level forces. The field moments recalculated from the deformation figure of the quay wall show, that present norms and recommendations prove a high security degree for retaining walls in practical environments. The high security degree results from the static support of the cement bound liquid and the interplanks, which are not implied in the static calculation of the quay wall. Using geodesic measurements, a movement of the entire quay construction and a

smaller movement of the basement of the wall, both directed to the water front, can be represented.

The axial deformation measurements at the inclined piles show an unexpected normal force distribution along the pile. Near the active sliding wedge the pile is additionally loaded with negative skin friction. The negative skin friction arises from a ground level movement depending on the wall deformation and the type of the construction. The size of the normal force at the bond with the quay wall and its peak value, as well, clearly differ from the static calculation values.

Considering the analyzed limiting conditions, the function and working method of the sliding micrometer and the calculation and evaluation of the measured results, as well, are explained. The plausibility and the accuracy of the results from the sliding micrometer measurements are verified by extensive investigations in the field and the lab, as well. The deformation transfer from the inclined pile about the bentonite-cement-suspension unto the measuring tube is proven.

The sustaining behavior of the construction is further subjected to a numerical analysis. A three-dimensional model is calibrated from the measured deformations of the quay wall. Comparable results referring to the measured deformations of the compound system arise from the numerical calculation. The distribution of the normal forces at the inclined pile dependent on the negative skin friction is demonstrated.

For dimensioning the inclined pile a proposal, resulting on the investigation findings and considering the negative skin friction, is presented.

The investigations of the burden demolition and deformation behavior at a quay construction have verified the correctness of the method for calculating the stability of a quay construction. The breakdown of the multiply indeterminate static system into statically determinate subsystems, whose reaction forces or tensions are to be applied onto neighboring components, shows fundamentally sufficient safety in dimensioning the construction. The deformation investigations have resulted in new findings on the burden demolition behavior of inclined piles, requiring that under certain conditions the negative skin friction has to be included as an additional load.

Inhaltsverzeichnis

| | | |
|---------|---|----|
| 1 | Einführung..... | 1 |
| 2 | Aufgabenstellung | 6 |
| 2.1 | Allgemeines..... | 6 |
| 2.2 | Projektbezogene Erkenntnisse..... | 9 |
| 2.3 | Erweiterung und Vertiefung der Kenntnisse in der Messtechnik | 10 |
| 2.4 | Bemessungsvorschlag für den Schrägpfahl | 11 |
| 2.5 | Numerische Berechnung..... | 12 |
| 2.6 | Aufbau der Arbeit | 12 |
| 3 | Stand der Technik | 14 |
| 3.1 | Grundlagen der statischen Berechnung..... | 14 |
| 3.1.1 | Allgemeines..... | 14 |
| 3.1.2 | Erddruck..... | 16 |
| 3.1.3 | Wasserdruck | 18 |
| 3.1.4 | Konstruktive Details..... | 20 |
| 3.1.4.1 | Allgemeines | 20 |
| 3.1.4.2 | Sickerwasserschürze | 21 |
| 3.1.4.3 | Kaimauerwand | 21 |
| 3.1.4.4 | Schrägpfähle und Ort betonrammpfähle | 23 |
| 3.2 | Zugpfähle | 24 |
| 3.2.1 | Allgemeines..... | 24 |
| 3.2.2 | Tragfähigkeit | 27 |
| 3.2.2.1 | Lotrechte Einzelpfähle..... | 27 |
| 3.2.2.2 | Lotrechte Gruppenpfähle | 35 |
| 3.2.2.3 | Übertragung der Modellvorstellungen auf den allgemeinen Schrägpfahl | 38 |
| 3.2.2.4 | Ansatz zur Bemessung eines Schrägpfahles..... | 43 |
| 3.3 | Spannungs- und Verformungsmessungen..... | 45 |
| 3.3.1 | Allgemeines..... | 45 |

| | | |
|---------|---|-----|
| 3.3.2 | Spannungsmessungen..... | 46 |
| 3.3.3 | Verformungsmessungen (Biegung)..... | 47 |
| 3.3.4 | Verformungsmessungen (axial) | 49 |
| 3.4 | Numerische Berechnungen mit der Finite-Elemente-Methode..... | 52 |
| 4 | In-situ-Versuch..... | 56 |
| 4.1 | Beschreibung des Bauvorhabens | 56 |
| 4.2 | Bauablauf..... | 58 |
| 4.3 | Beschreibung des Baugrundes | 61 |
| 4.4 | Messprogramm | 65 |
| 4.4.1 | Beschreibung des Messprogramms..... | 65 |
| 4.4.2 | Messungen an der Tragbohle | 70 |
| 4.4.2.1 | Inklinometermessungen | 70 |
| 4.4.2.2 | Bestimmung der Momente aus den Inklinometermessungen | 77 |
| 4.4.2.3 | Erddruck- und Porenwasserdruckmessungen | 80 |
| 4.4.3 | Messungen an den Ortbetonrammpfählen..... | 83 |
| 4.4.4 | Messungen am Schrägpfehl..... | 90 |
| 4.5 | Vergleich der Messergebnisse mit den Ergebnissen der statischen Berechnung..... | 100 |
| 4.6 | Schlussfolgerungen aus dem in-situ-Versuch | 103 |
| 5 | Eigene Untersuchungen zu Gleitmikrometermessungen | 105 |
| 5.1 | Allgemeines..... | 105 |
| 5.2 | Zement-Bentonit-Suspension..... | 105 |
| 5.2.1 | Beschreibung der Suspensionsmaterialien | 105 |
| 5.2.2 | Herstellung und Einbau | 110 |
| 5.2.3 | Versuche an der Zement-Bentonit-Suspension..... | 110 |
| 5.2.3.1 | Allgemeines | 110 |
| 5.2.3.2 | Versuche mit konstantem w/z-Wert und variabler Bentonitzugabe | 111 |
| 5.2.3.3 | Versuche mit konstanter Bentonitzugabe und variablem w/z-Wert | 114 |
| 5.2.3.4 | Verformungsübertragung durch die Suspension..... | 118 |
| 5.2.3.5 | Schlussfolgerungen aus den Untersuchungen an der Zement-Bentonit-Suspension | 120 |

| | | |
|--------|---|-----|
| 5.3 | Gleitmikrometermessungen am Schrägpfahl | 121 |
| 5.3.1 | Allgemeines..... | 121 |
| 5.3.2 | Kalibriervorgang | 123 |
| 5.3.3 | Messverfahren | 125 |
| 5.3.4 | Stahlparameter..... | 126 |
| 5.3.5 | Lage der Messrohre | 127 |
| 5.3.6 | Tide | 130 |
| 5.3.7 | Führungskette | 134 |
| 5.3.8 | Temperatur..... | 140 |
| 5.3.9 | Auswertung der Messungen..... | 142 |
| 5.3.10 | Schlussfolgerungen aus den Untersuchungen zu Gleitmikrometermessungen | 144 |
| 6 | Tragwerksmodell der Kaikonstruktion | 149 |
| 6.1 | Allgemeines..... | 149 |
| 6.2 | Modell und Berechnungsablauf..... | 149 |
| 6.3 | Ergebnisse der numerischen Berechnung | 157 |
| 6.4 | Schlussfolgerungen aus der numerischen Berechnung | 164 |
| 7 | Schlussfolgerungen..... | 166 |
| 7.1 | Messtechnische Erkenntnisse..... | 166 |
| 7.2 | Projektbezogene Erkenntnisse..... | 167 |
| 7.2.1 | Verformungs- und Lastabtragungsverhalten der Kaikonstruktion..... | 167 |
| 7.2.2 | Verformungs- und Lastabtragungsverhalten des Schrägpfahles..... | 173 |
| 7.3 | Bemessungsvorschlag für den Schrägpfahl | 174 |
| 8 | Zusammenfassung..... | 176 |
| 9 | Ausblick..... | 179 |
| 10 | Literaturverzeichnis | 180 |

1 Einführung

In der Mitte des 11. Jahrhunderts nahm Hamburg erstmals Handelsbeziehungen nach Norden und Osten bis nach Island, Grönland und Finnland auf.

Unter der Herrschaft der Schauenburger Grafen erlebte die Stadt Hamburg im 12. Jahrhundert einen beträchtlichen Aufschwung, der sich in der Gründung des Hamburger Hafens (1189) niederschlug

Ende des 15. Jahrhunderts wurden erste Handelsbeziehungen über den Atlantischen Ozean aufgebaut, die Hamburg rund 100 Jahre später zum wichtigsten Hafen für Getreideausfuhr nach West- und Nordeuropa sowie Italien aufsteigen ließ.

Ab 1819 nannte sich Hamburg Freie und Hansestadt. Nach dem Zollanschluss 1888 wurde der Freihafen eingerichtet, der den internationalen Handel in höchstem Maße förderte und die Speicherstadt entstehen ließ.

Zu Beginn der Industrialisierung wurde deutlich, dass die bisherigen Hafenkonzepte den neuen Entwicklungen in Handel, Verkehr und Wirtschaft nicht folgen konnten, weil die Umschlagstechniken zu langsam waren.

Entscheidend für die weitere Anpassung des Hamburger Hafens an die fortschreitende Entwicklung im Welthandel waren die Ideen des Hamburger Wasserbaudirektors Johannes Dalmann. Sein Projekt "Offener Tidehafen" sollte sowohl bei Ebbe als auch bei Flut den ganzen Hafen zugänglich machen [STROM- UND HAFENBAU, 1992]. Dazu waren hohe Kaimauern zum Ausgleich des Tidehubes und tief ausgebaggerte Hafenbecken notwendig, die auch großen Seeschiffen bei Ebbe einen ausreichenden Tiefgang gewährten.

1862 wurde mit den ersten Bauarbeiten zu einem "Dalmannschen Kai" begonnen und 1866 der Sandtorkai eröffnet. Dieses Konzept von Johannes Dalmann bot den Vorteil, dass es zukünftigen fortschreitenden Entwicklungen nicht im Wege stand, sondern um neue Hafenkonzepte erweitert oder auch an neue angepasst werden konnte. Ein zusammenhängendes Hafengelände sollte die Zukunft des Hafens sichern. Der Senat der Stadt Hamburg beschloss bereits 1883 "die große Lösung". Gemeinsam mit Preußen wurden im Laufe der Jahre bis 1929 einige Stadtteile, u.a. Altenwerder, langfristig als Hafenerweiterungsgebiet gesichert.

Die Umschlagstechniken veränderten sich. Ladungseinheiten wuchsen zusammen, die schneller und mechanisierter umgeschlagen werden konnten. Der Container, eine Erfindung des Amerikaners Malcom McLean, begann seinen Siegeszug und bestimmte fortan die Entwicklungen und Ausbauten in den großen Häfen auf der gesamten Welt [BARTH et al., 2001]. Nicht mehr die Anzahl und die Größe der Hafenbecken mit den entsprechenden Lagerschuppen waren entscheidend, sondern die Größe der Containerstellflächen und die Güte der Verkehrsanschlüsse. Dieser neuen Umschlagtechnik folgend entstand 1967 der erste Containerterminal: Waltershofer Burchardkai.

Dieses stetige Optimieren (Kosten, Schnelligkeit, Zuverlässigkeit) führte dazu, dass der Hafen nicht mehr als rein klassischer Lagerplatz genutzt wurde, sondern dass eine Vielzahl an logistischen Dienstleistungen an den Waren vollzogen werden mussten.

Es müssen nicht nur neben dem immer noch hohen Anteil an Stückgutumschlag die Container umgeschlagen werden, sondern zugleich Im- und Exportlager eingerichtet, der An- und Abtransport der Container gemanagt oder Sammelladungen zum Weitertransport zusammengestellt werden.

Um diese Tätigkeiten über einen Containerterminal abwickeln zu können, benötigt der Terminal entsprechend große Landflächen. Im Rahmen der so genannten "inneren Hafenerweiterung" verfüllte man kleinere Hafenbecken und baute für die größeren Containerschiffe neue Liegeplätze.

Der Hafenentwicklungsplan (HEP) von 1989 [STROM- UND HAFENBAU, 1992] zeigt, dass diese grundlegenden Strukturveränderungen frühzeitig erkannt und auch umgesetzt wurden. Man wies zusätzliche Hafenerweiterungsgebiete aus, die in dem Bild 1.1 schraffiert dargestellt sind.

Ständig steigende Wachstumszahlen des Welthandels sowie die günstige geografische Lage Hamburgs nach Realisierung des EU-Binnenmarktes, nach Erweiterung der EU sowie nach der Öffnung und wirtschaftlichen Umstrukturierung der Staaten in Mittel- und Osteuropa erforderten größere Kapazitäten, die eine weitere Hafenerweiterung notwendig machten. Die vorhandenen inneren Hafenbereiche reichten für den benötigten Bedarf nicht mehr aus. Die Planungen, im Hafenerweiterungsgebiet Altenwerder einen multifunktionalen Containerterminal der neuesten Generation zu bauen, wurden dann im HEP als entwicklungspolitisches Ziel konkret beschrieben.

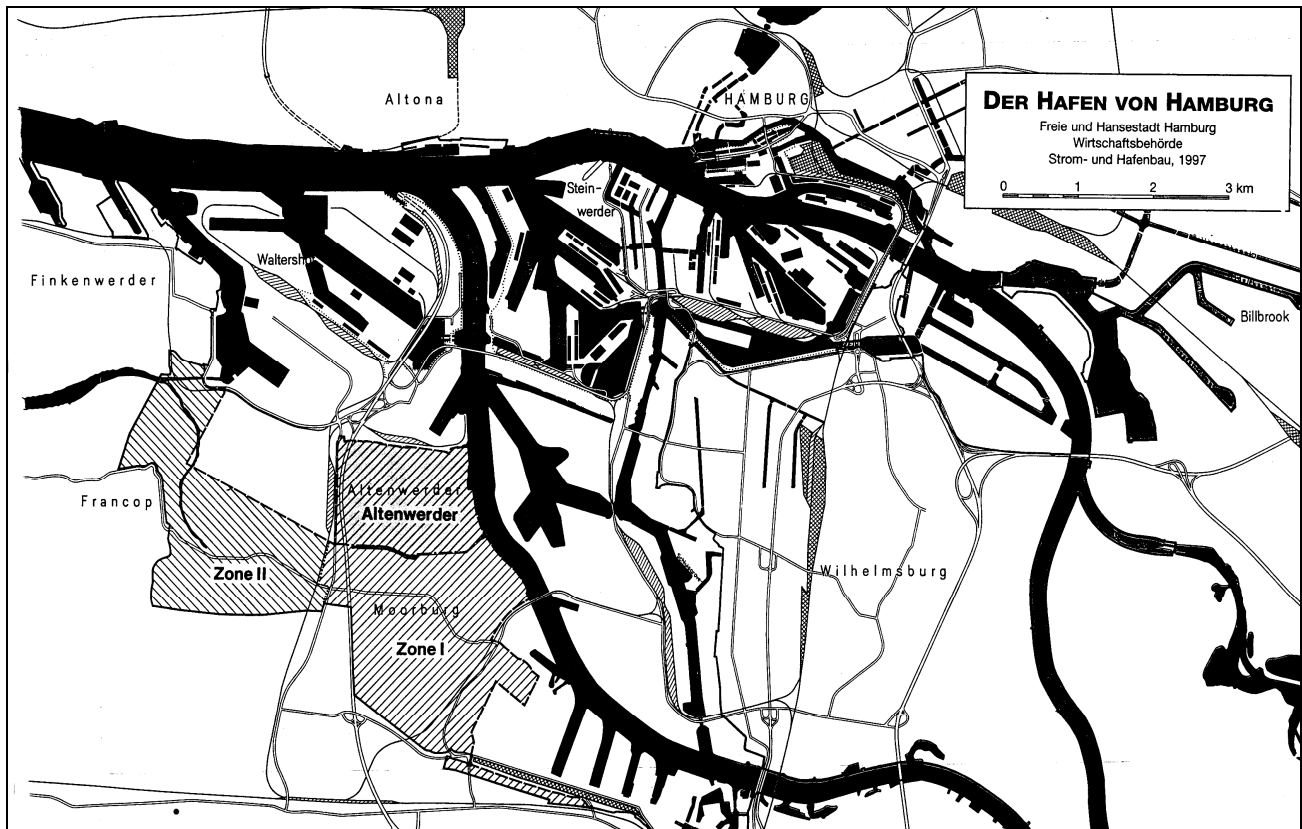


Bild 1.1: Hafenentwicklungsplan [STROM- UND HAFENBAU, 1997]

Nach dem zweiten Weltkrieg, Altenwerder war bereits ins Hafenerweiterungsgebiet aufgenommen, wurde dort 1961 per Gesetz vorsorglich der Neubau von Wohn-, Gewerbe- und Industriebauten untersagt. 1974 begann die Stadt systematisch die Grundstücke im Planungsgebiet aufzukaufen. Nachdem 1990 der Senat und die Bürgerschaft das politische Signal setzten, das Genehmigungsverfahren einzuleiten, wurde 1992 der Antrag auf Planfeststellung gestellt. 1995 erging der Planfeststellungsbeschluss und am 24.09.1996 wurde mit den Bauarbeiten zum Containerterminal Altenwerder (CTA) begonnen.

Der neue Terminal in Altenwerder umfasst vier Liegeplätze für Containerschiffe der fünften Generation (Post-Panmax-Generation), ein Güterverkehrszentrum (GVZ) und günstige Anbindungen an Schiff, Bahn und LKW. Der Hamburger Hafen zählt derzeit in Europa nach Rotterdam zu den größten Häfen und liegt weltweit auf dem achten Rang bezüglich der Umschlagszahlen (Containerumschlag in TEU, TEU: Twenty foot container Equivalent Unit). Die aktuellsten Umschlagszahlen bestätigen die Prognoseentwicklungen (Bild 1.2): 6,134 Mio. TEU für das Jahr 2003.

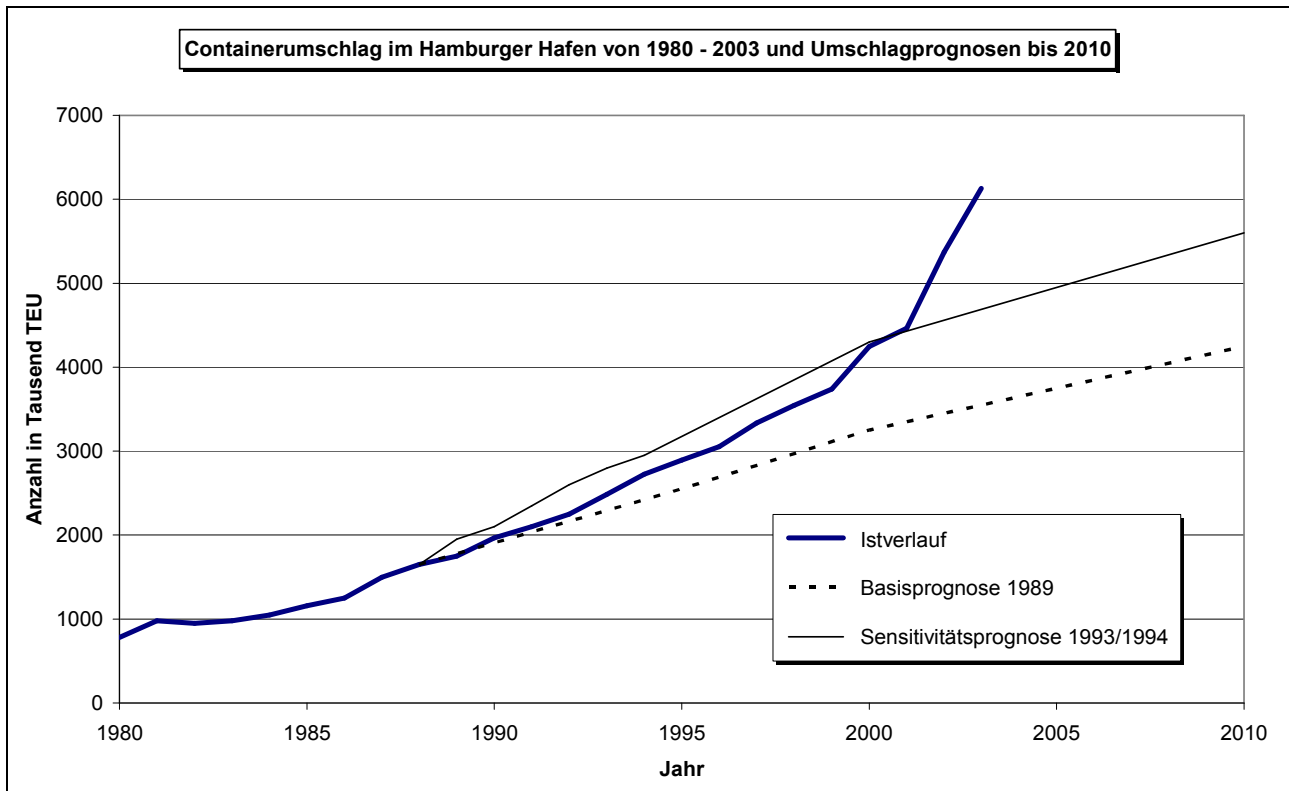


Bild 1.2: Containerumschlagsprognosen [nach STROM- UND HAFENBAU, 1997]

Im Bereich des Hafenbaus, respektive im Kaianlagenbau, hat gleichfalls ein weiterer Innovationsschub eingesetzt. Zusätzliche Investitionen, die in den nordwesteuropäischen Häfen nach der wirtschaftlichen Öffnung des Ostens und Wiederherstellung alter verkehrsgeografischer Verbindungen getätigt wurden, sorgten für neue Kaianlagen und neue Entwicklungen in der Kaianlagenkonstruktion.

Diese neuen Kaianlagen müssen technisch anspruchsvollen Aufgaben gewachsen sein, die aus den fortschreitenden Entwicklungen des Schiffsverkehrs, insbesondere des Containerverkehrs, resultieren (Bild 1.3).

So ziehen größere Abmessungen der Containerschiffe größere Geländesprünge nach sich, die u.a. auf Grund von steigenden Umweltschutzanforderungen und schwierigen Baugrundverhältnissen in größeren Tiefen zu höheren Baukosten führen. Aus diesen Überlegungen resultiert vordringlich die Suche nach besseren und wirtschaftlicheren Alternativen im Kaimauerbau unter Beachtung folgender Fragestellungen [HÖFT, 1992]:

- Welche neuen Bauelemente oder Bauverfahren sind bei den hindernisreichen Hamburger Baugrundverhältnissen, die eiszeitlich geprägt sind, anwendbar?

- Wie können die geltenden Lastannahmen günstiger gestaltet werden unter Berücksichtigung des Gesamttrag- und Verformungsverhaltens der Kaikonstruktion und unter Einbehaltung gleicher Sicherheiten in den einzelnen Bauelementen?
- Wie wirken sich Änderungen an der Konstruktion der Kaianlage auf die Kolkproblematik oder den Wasserüberdruckansatz aus?

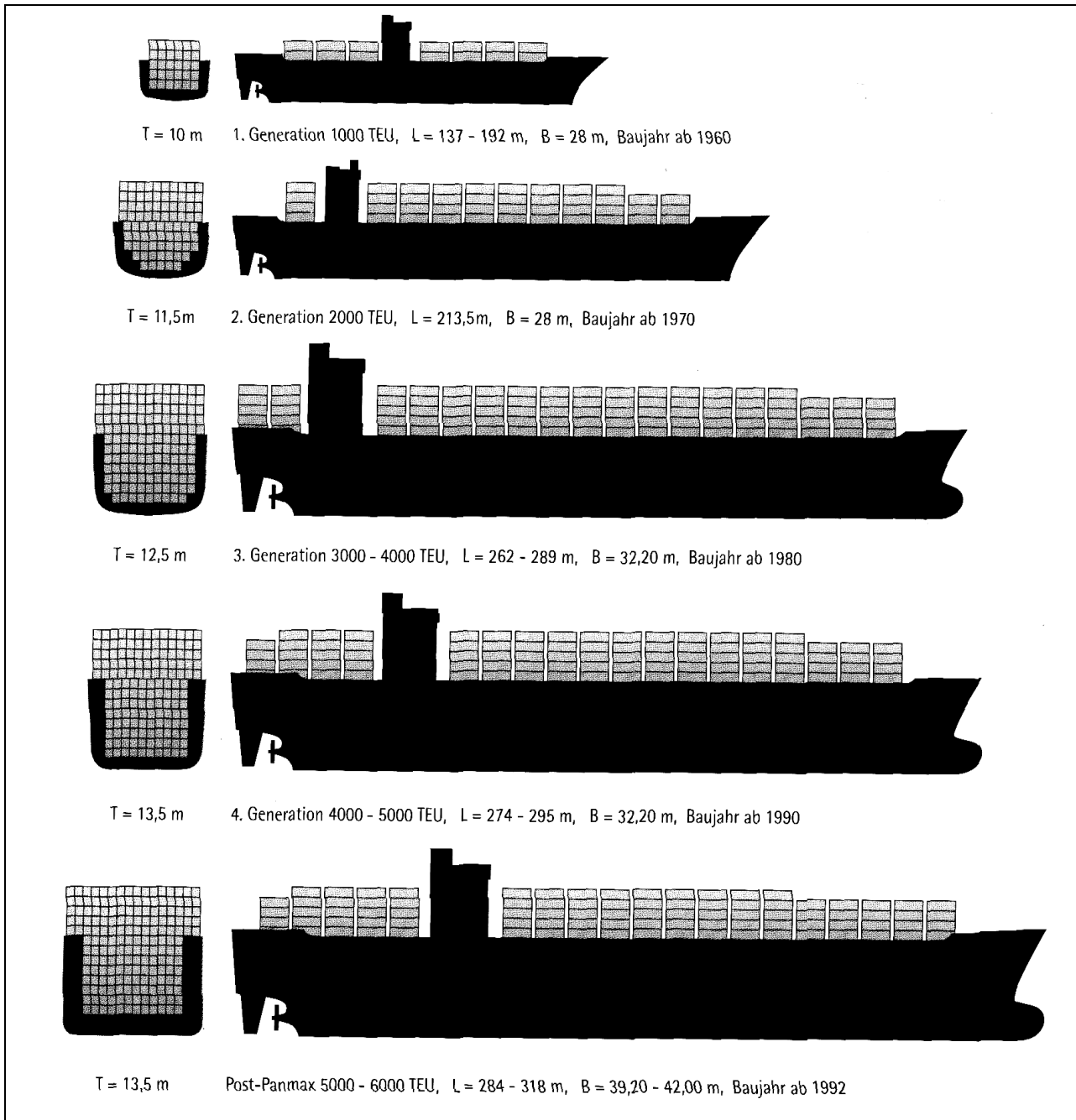


Bild 1.3: Schiffgrößenklassen ab 1000 TEU [STROM- UND HAFENBAU, 1997]

2 Aufgabenstellung

2.1 Allgemeines

Seit Jahrhunderten werden im Hamburger Hafen Kaianlagen gebaut. Die Technik passt sich den Entwicklungen und Bedürfnissen des Handels an: größere Schiffe, größere Geländesprünge, größere Kranspurweiten, größere Lasten und Belastungen auf die Kaikonstruktion. Die üblichen Belastungsannahmen und Berechnungsmethoden für Kaikonstruktionen beruhen auf Erfahrungen und einfachen klassischen Berechnungsansätzen. Auf die wachsende Größe der Kaianlagen übertragen, muss die Frage gestellt werden, ob diese Berechnungsannahmen und –methoden auch extrapolierbar sind und wie sie die Bauteildimensionierungen beeinflussen.

Um dieser Frage nachzugehen und ggf. daraus wirtschaftlichere Bau- und Bemessungsansätze zu entwickeln, wurden vom Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig (IGB-TUBS) seit rund zehn Jahren im Hamburger Hafen z.T. umfangreiche Messprogramme durchgeführt [z.B. MAYBAUM, 1996; GATTERMANN, 1998].

Ziel dieser Messkonzepte war und ist es, das Trag- und Verformungsverhalten einzelner Bauteile in der Gesamtkonstruktion zu ermitteln, entsprechende Randbedingungen zur wirtschaftlichen Bemessung für die Bauwerke zu überprüfen und für weitere Bauten zu beurteilen sowie ggf. neu festzulegen [RODATZ, 1992; MILLER, 1999]. Folgende Punkte werden überprüft:

- Entspricht die Konstruktion der Kaimauer dem Stand der Technik, ist sie stand sicher und folgt sie den auf den Hamburger Hafen zugeschnittenen fortschreitenden Entwicklungen?
- Sind die sich einstellenden sowohl mittel- als auch langfristigen Verformungen so gering wie nötig?

Die beiden bisherigen großen Messprogramme dienten im Wesentlichen der Bestimmung des Erddruckes hinter der Kaimauerwand und der Verformungen der Kaimauerwand (Schlitzwand, Spundwand), um die rechnerischen Ansätze zu überprüfen. Die auftretenden Erddrücke wurden mittels Druckkissen gemessen, die Verformungen der Wand mit Inklinometer und Extensometer. Beide untersuchten Kaianlagen (Burchardkai 8. Liegeplatz; O`Swaldkai) haben gemein, dass es sich im Grundriss um schmale, schlanke Bau-

werke handelt, die auch auf der abgewandten Seite des hergestellten Liegeplatzes mit dem Elbwasser Kontakt haben (Bild 2.1).

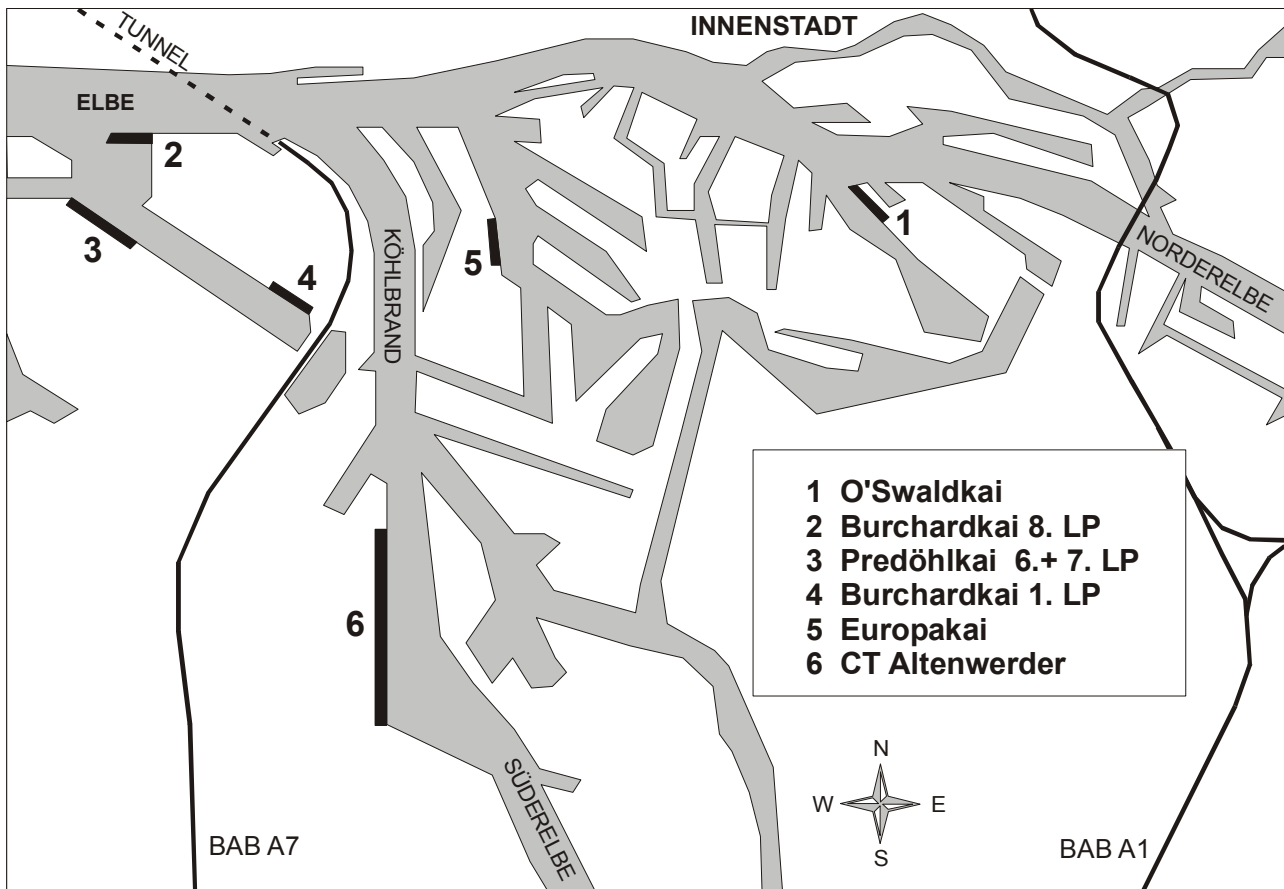


Bild 2.1 Lageplan der vom IGB-TUBS untersuchten Kaimauerkonstruktionen im Hamburger Hafen [BERGS et. al., 2000]

Während der Planungen für den Neubau des Container Terminals Altenwerder (CTA) wurde vom Amt Strom- und Hafenbau der Wirtschaftsbehörde der Freien und Hansestadt Hamburg weiterer Forschungsbedarf gesehen. Um das Verformungs- und Lastabtragungsverhalten der neuen Kaianlage zu untersuchen, wurden notwendige Finanzmittel bereitgestellt.

Die einwirkenden Lasten auf die Kaianlage werden über die nachfolgend aufgeführten Konstruktionsteile in den Baugrund eingetragen (Bild 2.2). Die Vertikallasten der vorderen Kranbahnschiene werden über Reibepfähle, die in aufgelöster Reihe vor der Kaimauerwand zur Minimierung der Kolkbildung stehen, und Tragbohlen in den Untergrund eingeleitet. Die Tragbohlen bilden mit den Füllbohlen die Kaimauerwand, die den Geländesprung sichert. Die Verkehrslasten sowie das Gewicht der Platzbefestigung auf der tiefliegenden Kaiplatte werden von den Ortbetonrammpfählen aufgenommen. Die Sickerwasserschürze

nimmt den horizontalen Erddruck der oberen Bodenschichten auf und verteilt und reduziert die Horizontalbelastung auf die Kaimauerwand. Zur Aufnahme der horizontalen Kräfte wird die Kaimauerwand über Schrägpfähle rückverankert. Die hintere Kranbahnschiene leitet ihre Vertikallasten über den freistehenden Pfahlbock in den Baugrund ein.

Bei der Aufstellung des Messkonzeptes für die Kaikonstruktion am CTA war u.a. die Verifizierung des Hinterlandeinflusses auf die Belastung der Kaimauerwand zu untersuchen. Hierzu war das Spannungs-Verformungsverhalten der Kaimauerwand zu überprüfen. Das Trag- und Verformungsverhalten weiterer Kaikonstruktionsteile, insbesondere der Schrägpfähle zur Rückverankerung, sollte ebenfalls erforscht werden (Bild 2.2), da bisher keine Erkenntnisse über den Normalkraftverlauf entlang des Schrägpfahls vorlagen.

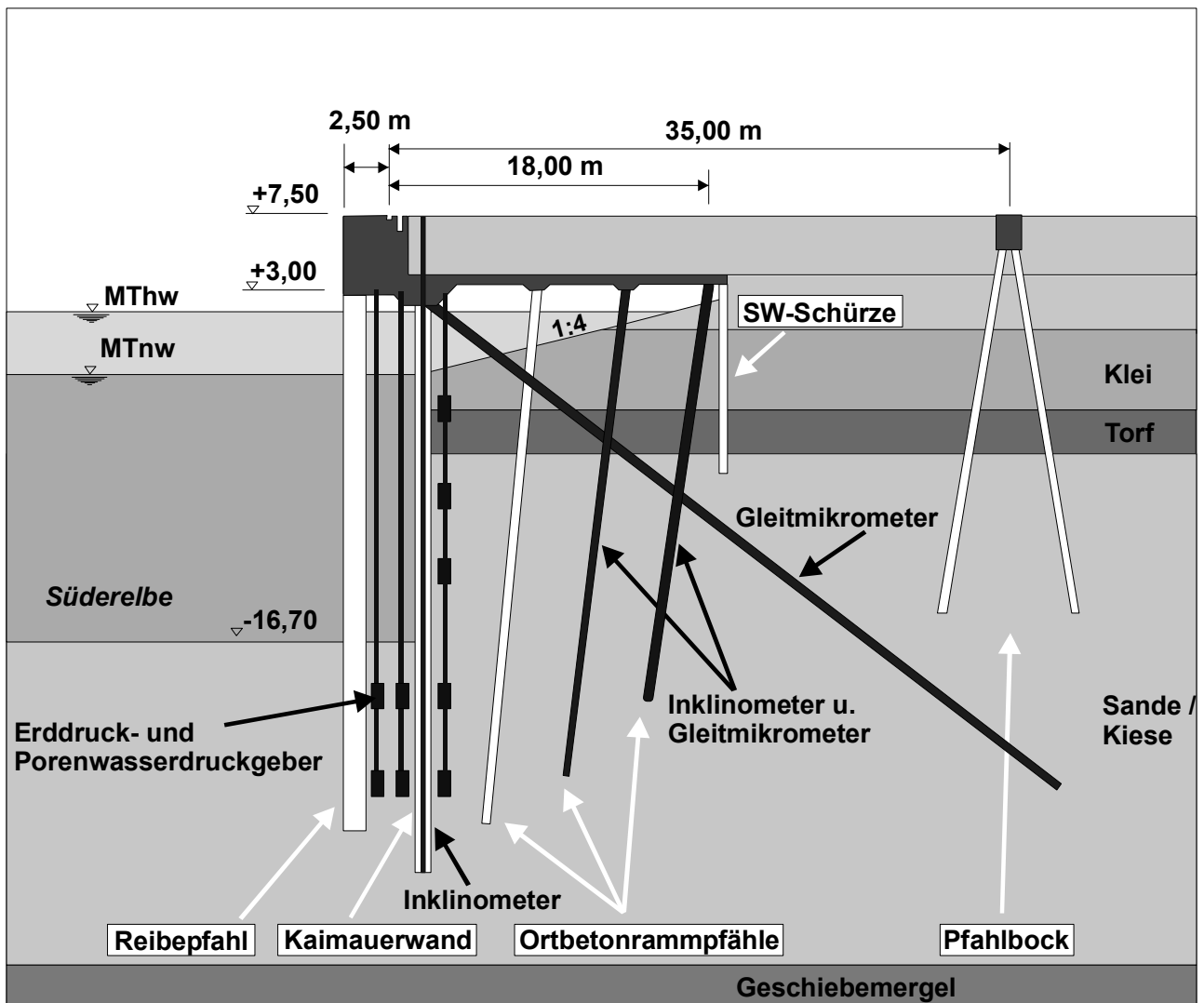


Bild 2.2 Überblick über die tragenden Konstruktionsteile und eingesetzte Messtechnik an der Kaikonstruktion CTA

Aufgrund der z.T. nicht erwarteten Messergebnisse, insbesondere am Schrägpfehl aus dem 1. Bauabschnitt (BA), wurde im 2. BA das Messkonzept variiert. Zusätzlich zum Gleitmikrometermessrohr am Schrägpfehl und zum Inklinometermessrohr an der Tragbohle wurden zwei Ortbetonrammpfähle mit Gleitmikrometer- und Inklinometermessrohren ausgestattet. Auf die Installation weiterer Erd druckkissen und Porenwasserdruckgeber wurde im 2. BA verzichtet, da sie keinen zusätzlichen Erkenntnisgewinn gebracht hätten.

Die bereits früher eingesetzte und bewährte Messtechnik zur Ermittlung von Spannungen (Erddruckkissen, Porenwasserdruckgeber) und Verformungen (Inklinometer) wurde ergänzt durch das Gleitmikrometermessverfahren zur Ermittlung der Längsverformungen an Bauteilen über ihre gesamte Länge.

Der Grundgedanke der bisher durchgeführten Messprogramme liegt in der Erfassung der Verformungen und Spannungen an den Bauteilen und das Ermitteln und Berechnen der resultierenden, einwirkenden Kräfte und Belastungen, die diese Verformungen und Spannungen hervorrufen.

Mit Hilfe dieses gesamten Messkonzeptes sowohl des 1. BA als auch des 2. BA wurden weitere neue Erkenntnisse gewonnen. Die Ergebnisse und deren Bewertung lassen sich gliedern in projektbezogene Erkenntnisse, in Erweiterung bzw. Vertiefung der Kenntnisse in der Messtechnik, in einen Bemessungsvorschlag für Schrägpfähle und in eine numerische Verfo mungsberechnung.

2.2 Projektbezogene Erkenntnisse

Die Kaianlage ist als Konstruktion ein statisch unbestimmtes System, das analytisch nur mit vereinfachenden Annahmen zu berechnen ist. Durch die Messungen zur Bestimmung des Verformungsverhaltens der Gesamtkonstruktion während und nach der Herstellphase soll das Lastabtragungsverhalten verständlicher gemacht werden.

In dieser Arbeit werden die Verformungen und Spannungen innerhalb der Gesamtkonstruktion aufgezeigt. Mit Hilfe der Spannungs- und Verformungsmessungen wurden das tideabhängige Lastverhalten sowie die Entwicklung der Belastungen auf die Kaikonstrukti on infolge des späteren Abbaggers vor der Kaimauerwand bestimmt und mit den entsprechenden Annahmen und Ergebnissen aus der Statik verglichen. Somit wurde die

Möglichkeit geschaffen, den Ausnutzungsgrad der einzelnen Bauteile im Gebrauchszustand besser quantifizieren zu können.

Es wird dargestellt, wie sich das Verformungs- und Lastabtragungsverhalten der Kaikonstruktion im Zuge des Baufortschrittes entwickelte. Die Verformungs- und Spannungsentwicklungen sind an der Kaimauerwand weitgehend bekannt und wurden im Wesentlichen bestätigt. Die Verformungen am Schrägpfahl wichen von den theoretischen Ansätzen z.T. deutlich ab und warfen neue Fragestellungen auf.

Bei vergleichbaren Projekten bzw. Bauwerken konnte bisher die Kraft oder die Verformung des Schrägpfahles als Verankerung meist nur an der Anbindung oder Lasteinleitungsstelle punktuell gemessen werden. An der Kaikonstruktion des CTA wurde ein Messverfahren eingesetzt, welches Verformungen über die gesamte Länge des Schrägpfahles misst. Diese Integralmessung an einem geramnten Schrägpfahl mit Hilfe des Gleitmikrometermessverfahrens ist in dieser Form bisher noch nicht durchgeführt worden.

Weiterhin kann mit Unterstützung der numerischen Berechnungen die Verformung und Bewegungsrichtung der Spundwand infolge des Erd- und Wasserdruckes mit ihrer Wirkung auf einzelne Bauteile (Ortbetonrammpfähle, Schrägpfahl) nachvollzogen und bewertet werden.

2.3 Erweiterung und Vertiefung der Kenntnisse in der Messtechnik

Die Messwerte wurden sowohl elektronisch gemessen und gespeichert als auch manuell aufgezeichnet. Bei den Spannungsgebern (Totalspannungs- und Porenwasserdruckgeber) handelte es sich um elektronische Messgeräte, deren Messsignale von einem Datalogger in einem halbstündigen Messrhythmus empfangen und gespeichert wurden. Die Verformungsmessungen (Inklinometer, Gleitmikrometer) wurden von Hand durchgeführt und die Messwerte z.T. im Anzeigegerät gespeichert (Inklinometer) und z.T. aufgeschrieben (Gleitmikrometer).

Die Berechnungen zur Bestimmung der einwirkenden Kräfte und Lasten auf ein Bauteil basieren auf den ermittelten Messwerten. Daher ist es zwingend notwendig, die Qualität und die Genauigkeit der Messwerte zu bestimmen.

Die Beurteilungen der Messwerte sowohl von elektrisch messenden Spannungsgebern als auch von Inklinometermessungen sind in anderen Arbeiten [MAYBAUM, 1996; GATTER-

MANN, 1998] zusammenfassend dargestellt und werden in dieser Arbeit nicht weiter behandelt. Die dabei gewonnenen Erkenntnisse fließen als Stand der Technik in die Auswertungen ein.

Das Gleitmikrometermessverfahren wird seit mehr als 20 Jahren angewandt. Untersuchungen zur Messgenauigkeit der Sonde wurden bereits umfassend durchgeführt [z.B. KOVÁRI, 1980; THUT, 1981]. Für den Einsatz des Messverfahrens an der Kaikonstruktion kamen neue Randbedingungen und Einflüsse hinzu, deren Auswirkungen auf die Güte der Messergebnisse durch Labor- und Feldversuche diskutiert werden mussten.

Auf der Grundlage statistischer und ingenieurtechnischer Methoden wurden die Messwerte auf ihre Belastbarkeit geprüft und in die weiteren Berechnungen und Analysen eingeführt.

Es folgt daher eine Beschreibung der einwirkenden Randbedingungen. Daraus werden die Möglichkeiten zur Beurteilung abgeleitet, die Messqualität und –durchführung zu verbessern oder deren Einflüsse in der Auswertung zu berücksichtigen.

2.4 Bemessungsvorschlag für den Schrägpfahl

In dieser Arbeit werden u.a. die Verformungsentwicklungen am Schrägpfahl über die gesamte Länge betrachtet. Nach der analytischen Berechnung eines Zugpfahles wird die maximal auftretende Belastung am Anschluss des Zuggliedes angenommen, wenn keine zusätzlichen Lasten entlang des Zugpfahles wie z.B. negative Mantelreibung auftreten. Danach wird der Pfahlquerschnitt bemessen.

Auf Grund der Messergebnisse entlang des Schrägpfahles als Zugglied wird gezeigt, dass der Ansatz der Bemessung für einen Schrägpfahl in einer Kaikonstruktion dieser Art überdacht und neu formuliert werden sollte. Der bisher übliche Ansatz der maximalen Zugkraft an der Anbindestelle mit der Kaimauerwand konnte nicht bestätigt werden. Die maximalen Zugkräfte treten an anderer Stelle auf und sind größer als die Zugkraft am Kopf der Verankerung.

2.5 Numerische Berechnung

Zur Berechnung komplexer Konstruktionen bieten sich u.a. Rechenmodelle auf Basis der Finiten-Elemente-Methode (FEM) an. Grundlage für die Berechnungen sind die theoretischen Ansätze der Bodenmechanik (Stoffgesetze etc.) und die für jede Konstruktion entsprechenden spezifischen Randbedingungen.

Das Ziel ist hierbei, auf der Grundlage eines vorhandenen, in der Bodenmechanik bzw. Geotechnik bewährten Programms, das Verformungs- und Lastabtragungsverhalten an der Kaikonstruktion besser beschreiben zu können. Das bedingt ein dreidimensionales Strukturmodell, in dem die Eingangsparameter an den gemessenen Verformungen der Spundwand kalibrieren werden. Die gemessenen horizontalen Erddruckspannungen sowie die gemessenen Biege- und Längsverformungen der Ortbetonrammpfähle und Schrägpfähle werden mit den Ergebnissen der numerischen Berechnungen verglichen.

Grundsätzlich gliedert sich eine numerische Berechnung (verwendetes Programm: ANSYS) in drei Teile:

- stoffliche Modellierung,
- geometrische Modellierung,
- Bauablaufsimulation.

Mit Hilfe dieses Modells lässt sich in Zusammenhang mit den Messergebnissen das Tragverhalten am CTA beschreiben. Entsprechende Veränderungen konstruktiver, geometrischer oder mechanischer Art können nachvollzogen und deren Auswirkungen auf das gesamte Lastabtragungsverhalten diskutiert werden.

Ein weiteres Ziel wird durch die Übertragung der grundsätzlichen Modellvorstellungen auf ähnliche und vergleichbare Kaikonstruktionen erreicht.

2.6 Aufbau der Arbeit

Nach der Darstellung von statischen Grundlagen für Kaikonstruktionen und der Beschreibung der Wirkungs- und Funktionsweise von Zugpfählen wird kurz der Stand der Technik bei der Messung von Spannungen und Verformungen aufgezeigt.

An einem in-situ-Großversuch wird nach der Beschreibung des Projektes das gesamte Verformungsverhalten der Kaikonstruktion während der Bauphasen aufgezeigt. Dann werden die Funktion und Arbeitsweise des Gleitmikrometers sowie die Ermittlung und die Auswertung der Messergebnisse unter Berücksichtigung der untersuchten Randbedingungen verdeutlicht. Diese Randbedingungen wie z.B. der nachträgliche Einbau der Messrohre mit Verfüllung des Ringraumes, Tideeinflüsse sowie Messdurchführungen und deren Auswirkungen auf die Messergebnisse werden aufgezeigt und bewertet. Unter Berücksichtigung der Randbedingungen ergeben sich daraus resultierend die Belastungen des Schrägpfahles als Zugglied.

In der numerischen Berechnung werden Spannungs- und Verformungsmessungen in das Modellsystem eingearbeitet und damit das System an den ermittelten Verformungen und Spannungen entsprechend der äußeren Einwirkungen infolge verschiedener Bauzustände kalibriert. Nach der Kalibrierung des Modells werden die verschiedenen Baufortschritte mit ihren Auswirkungen auf den Normalkraftverlauf des Schrägpfahls betrachtet.

3 Stand der Technik

3.1 Grundlagen der statischen Berechnung

3.1.1 Allgemeines

Statische Berechnungen haben den Nachweis zu erbringen, dass angreifende Lasten bzw. Einwirkungen vom Bauwerk resp. Kaimauern und seinen Bauwerksteilen im Rahmen von jeweils zulässigen Verformungen und Spannungen aufgenommen und ausreichend sicher in den tragfähigen Baugrund abgeleitet werden. Bild 3.1 zeigt schematisch die wichtigsten Belastungsarten, die an einer Kaikonstruktion anzusetzen sind.

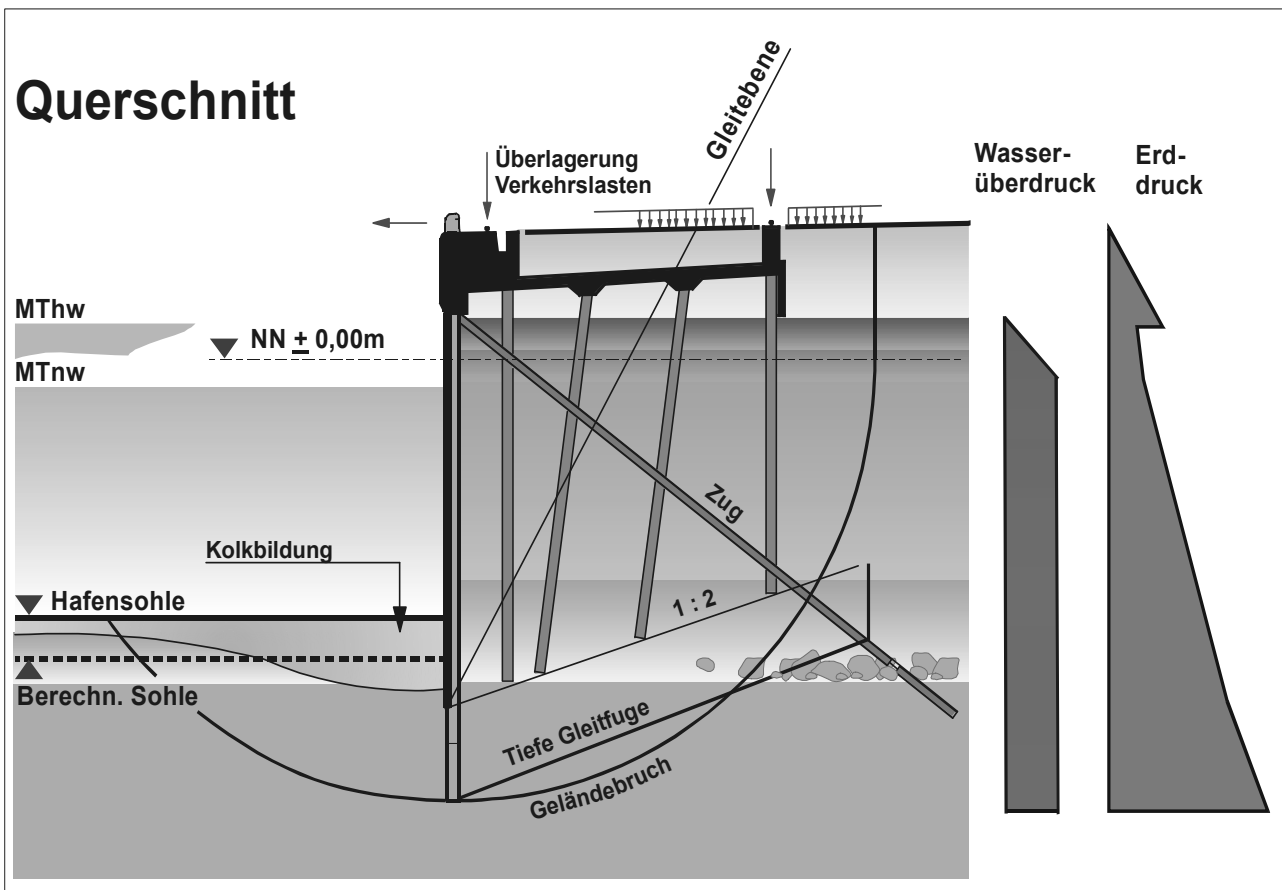


Bild 3.1 Belastungen an einer Kaikonstruktion

Kaianlagen sind als komplexe Konstruktionen und vielfach statisch unbestimmte Systeme ohne sinnvolle Vereinfachungen nicht analytisch zu berechnen und zu bemessen. Die geschichtliche Entwicklung früherer Kaianlagen zeigte, dass zur Dimensionierung und Bemessung vereinfachte erdstatische Ansätze genommen wurden. Die dazu notwendigen

grundbaulichen Berechnungen wiesen trotz bzw. auch gerade wegen ihrer Einfachheit häufig nur Näherungscharakter auf. Dennoch waren und sind diese Ansätze immer noch Grundlage der analytischen Berechnung und wurden den heutigen Gegebenheiten angepasst. Hierbei wurden die einzelnen Konstruktionsteile unter Berücksichtigung der jeweiligen Einwirkungen der angeschlossenen Bauteile berechnet.

Wesentliche Grundlagen mit Anregungen und Empfehlungen zum Bau von Kaianlagen sind in den Empfehlungen des Arbeitsausschusses "Ufereinfassungen", Häfen und Wasserstraßen (EAU) zusammengetragen. Seit 1950 be- und überarbeiten die Ausschussmitglieder Empfehlungen, die zum Ziel haben, wertvolle Hilfen zur Planung, Ausführung, Überwachung und Abrechnung zu geben und Bauwerke nach dem jeweils neuesten Stand der Technik und einheitlichen Bedingungen herzustellen. Weitere Standsicherheitsnachweise sind u.a. nach DIN 1054-100 und DIN 4084-100 zu führen.

Für neue Kaimauern haben die jeweiligen Bauherren in ihren Häfen zusätzlich weitere Randbedingungen und weiterentwickelte Konstruktionsänderungen für die Kaianlagen aufgestellt. Die wesentlichen Konstruktionsteile der Kaianlagen im Hamburger Hafen und ihre Funktionen werden nachfolgend dargestellt.

Das Nachweiskonzept für die Standsicherheit eines Bauwerks hat sich geändert. Aus dem Globalsicherheitskonzept, das in der Praxis noch überwiegend angewendet wird, wird das Teilsicherheitskonzept. Bisher wurden die rückhaltenden Kräfte zu den angreifenden Kräften ins Verhältnis gesetzt und einem „globalen“ Sicherheitsfaktor entsprechend dem anzusetzenden Lastfall gegenübergestellt. Nach dem neuen Konzept werden die Einwirkungen ($E_{d,i}$) mit den entsprechenden Teilsicherheiten multipliziert sowie die Widerstände ($R_{d,i}$) mit den entsprechenden Teilsicherheiten dividiert. Der Nachweis gilt dann als erbracht, wenn

$$\sum E_{d,i} \leq \sum R_{d,i} \quad (3.1)$$

ist.

Grundlage für die Berechnung und Bemessung der Kaikonstruktion des CTA war noch das Globalsicherheitskonzept.

3.1.2 Erddruck

Das wesentliche Bauteil zur Überbrückung des Geländesprunges ist die Kaimauerwand. Sie nimmt die Belastungen aus Erd- und Wasserdruck auf und leitet sie direkt über die Fuß einspannung und indirekt über die Rückverankerung in den Baugrund ein.

Die Kaimauerwände aus den früheren Generationen von Kaianlagen bestanden aus reinen Spundwandprofilen. Dafür wurden Bemessungsansätze entwickelt und auf die nachfolgenden Konstruktionen übertragen und fortgeschrieben. Die erforderlichen Bodenparameter für die Berechnungen beschränkten sich auf die Wichte, den inneren Reibungswinkel und die Kohäsion.

Die Bemessungsansätze für die Spundwandberechnung werden nach dem Verfahren von Blum mit dem klassischen Erddruckansatz nach Coulomb gewählt, wenn die Voraussetzungen hierfür erfüllt sind. Der Erddruck kann dann entsprechend umgelagert werden.

Der Erddruck wird nach der Theorie von Coulomb (1773) unter der Annahme berechnet, dass sich eine ebene Gleitfläche ausbildet. Bei der Ermittlung des resultierenden aktiven Erddruckes ist der Fehler durch die getroffene Vereinfachung in der Praxis vernachlässigbar gering [GUDEHUS, 1990; GOLDSCHIEDER, 2000]. Die zugehörige entsprechende parallele Verschiebung der Wand wird hierbeivorausg esetzt.

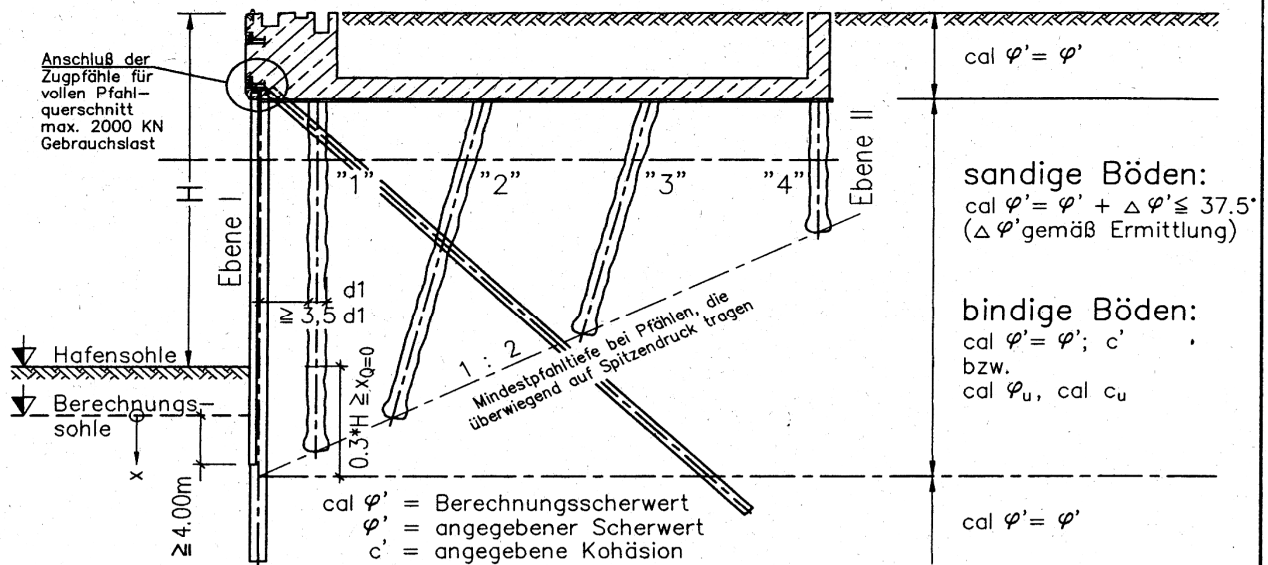
Wird eine Erddruckumlagerung durchgeführt, ist eine Verringerung des Feldmomentes gemäß E77 [EAU, 1990] um 1/3 zulässig. Die Verminderung des Feldmomentes wird in der EAU, 1996, durch die Verwendung des Teilsicherheitskonzeptes nicht mehr empfohlen.

Die Spundwand wird als im Boden fest eingespannt angesetzt und berechnet.

Auf Grund der Kaimauerkonstruktion als Pfahlrost und mit der verdübelnden Wirkung der Pfähle ist der Reibungswinkel der nichtbindigen Böden gemäß dem Musterblatt Nr. 15 [STROM- UND HAFENBAU, 2001] zu erhöhen (Bild 3.2). Die Erhöhung ist abhängig von der Querschnittsfläche der Pfähle pro Block (a), von der Höhe des Geländesprunges von OK Kaimauer bis zur Hafensohle (H) und von der Länge des Blockes (L).

Maßgebende Werte für die Spundwandberechnung

a.) für den aktiven Erddruck:



Rammtiefe, auch von Füllbohlen, mindestens 4,00 m unter Berechnungstiefe

Rammtiefenzuschlag gemäß EAU, E 56, jedoch mindestens 0,50 m

Wandreibungswinkel $= \delta_a \leq + 2/3 \text{ cal } \varphi'$

$\delta_p \geq - 2/3 \text{ cal } \varphi'$, jedoch nur bis $\text{cal } \varphi' = 35^\circ$

$- 1/3 \text{ cal } \varphi' \leq \delta_p \leq + 1/3 \text{ cal } \varphi'$

Ermittlung von $\Delta \varphi'$:

$$\Delta \varphi' = \frac{400 * a}{H * L}$$

$$a = \sum_{i=1}^n A_i / \text{Block}$$

A_1, A_2, \dots, A_n = Querschnittsfläche der Pfähle

H = Geländesprung von O.K. Kaimauer bis zur Hafensohle

L = Blocklänge

Anmerkung:

Die Verbesserung der Bodenwerte für die Bemessung der Spundwand und der Verankerung kann auch für die Berechnungsebene II angesetzt werden, d.h. es gelten die gleichen K_{ah} -Werte.

b.) für den passiven Erddruck:

sandige Böden : cal $\varphi' = \varphi' \leq 32,5^\circ$ für $x \leq 3,00m$
cal $\varphi' = \varphi'$ für $x > 3,00m$

bindige Böden : cal $\varphi' = \varphi' c'$, c_u

Für überwiegend auf Wasserüberdruck beanspruchte Wände, sowie für frei auskragende Konstruktionen sind die Scherparameter für den Nachweis der Rammtiefe wie folgt zu reduzieren:

$$\text{cal } \tan \varphi' = \frac{\tan \varphi'}{1,1}$$

c.) Standsicherheit:

Für den Nachweis der Geländebruchsicherheit und der tiefen Gleitfuge gelten die Grundwerte der Böden φ' und c' . Zur Berücksichtigung von eventuellen Erddruckumlagerungen ist die Ankerkraft aus Erddruck generell um 15% zu erhöhen.

Empfehlung für die Spundwandberechnung



FREIE UND HANSESTADT HAMBURG
WIRTSCHAFTSBEHÖRDE
STROM- UND HAFENBAU
HAFENBAU/HAFEN- UND WASSERBAUWERKE

genehmigt:

Mik

Musterblatt
Nr. :

15

Stand: Nov. 1998

Bild 3.2: Empfehlung für die Spundwandberechnung [STROM- UND HAFENBAU, 2001a]

Die Erhöhung des Reibungswinkels vermindert den resultierenden horizontalen Erddruck und somit wird der abschirmenden Wirkung der Pfahlreihen durch eine Gewölbewirkung bezüglich der Belastung auf die Spundwand Rechnung getragen.

Die an der Rückseite der Kaiplatte eingerammte Sickerwasserschürze, die tiefliegende Kaiplatte und die Öffnungen in der Kaimauerwand bewirken eine zusätzliche Reduzierung des Erddruckes. Durch das Ausfließen des Sandes unter der Kaiplatte durch diese Öffnungen infolge der Tidewechsel wird sich langfristig eine Böschungsneigung von $n=1:4$ einstellen (s. Bild 3.4). Im Abschnitt 3.1.4 werden die konstruktiven Details näher dargestellt.

Bei einer Kaianlagenoberkante von NN +7,50 m und einer auf NN -1,50 m liegenden Unterkante der Kaimauerwandöffnungen ist der Erddruck erst ab 9 m unterhalb der Geländeoberkante anzusetzen. Die resultierenden Einwirkungen infolge des Erddrucks werden deutlich reduziert.

3.1.3 Wasserdruck

Die Belastungen infolge des anstehenden Grund- und Hafenwassers auf die Spundwand werden gemäß zweier Ansätze nach E 114 [EAU, 1990, 1996] bestimmt:

- Berechnung der Kräfte unter Benutzung des Strömungsnetzes,
- angenähert unter dem Ansatz geänderter wirksamer Wichten des Bodens auf der Erddruck- und Erdwiderstandsseite.

Hier wird der in der Handhabung einfachere, zweite Ansatz mit der Änderung der wirksamen Wichte gewählt, der auch den neuen Bemessungsansätzen des Hochwasserschutzes in Häfen folgt [STROM- UND HAFENBAU, 1996, Bild 3.3]. Maßgebend ist i.d.R. Lastfall Sunk 3a.

Bei der Umströmung einer Spundwand treten Strömungsdrücke auf. Die vertikalen Komponenten des Strömungsdruckes vergrößern auf der Erddruckseite (um $\Delta\gamma_a$) und vermindern auf der Erdwiderstandsseite (um $\Delta\gamma_p$) die Wichte des Bodens.

Der anzusetzende Wasserdruck am Bauwerk wird konstruktionsbedingt aufgeteilt auf die landseitig liegende Sickerwasserschürze und die eigentliche Kaimauerwand. Die Sickerwasserschürze ist eine reine Spundwand und wird auch als Hochwasserschutzwand

(HWS) bezeichnet. Die maßgebenden Belastungen werden erzeugt durch Kombinationen von Außenwasserstand und Innenwasserstand, die entsprechend ihrer Eintrittswahrscheinlichkeit in verschiedene Lastfälle eingestuft werden. Für die Wichteänderung sind die Differenz der Wasserdruckhöhen (Δh), die beiden benetzten Strecken innen und außen an der Spundwand sowie die Einbindebedingung der Wand (Grundwasserleiter oder Grundwasserstauer) maßgebend.

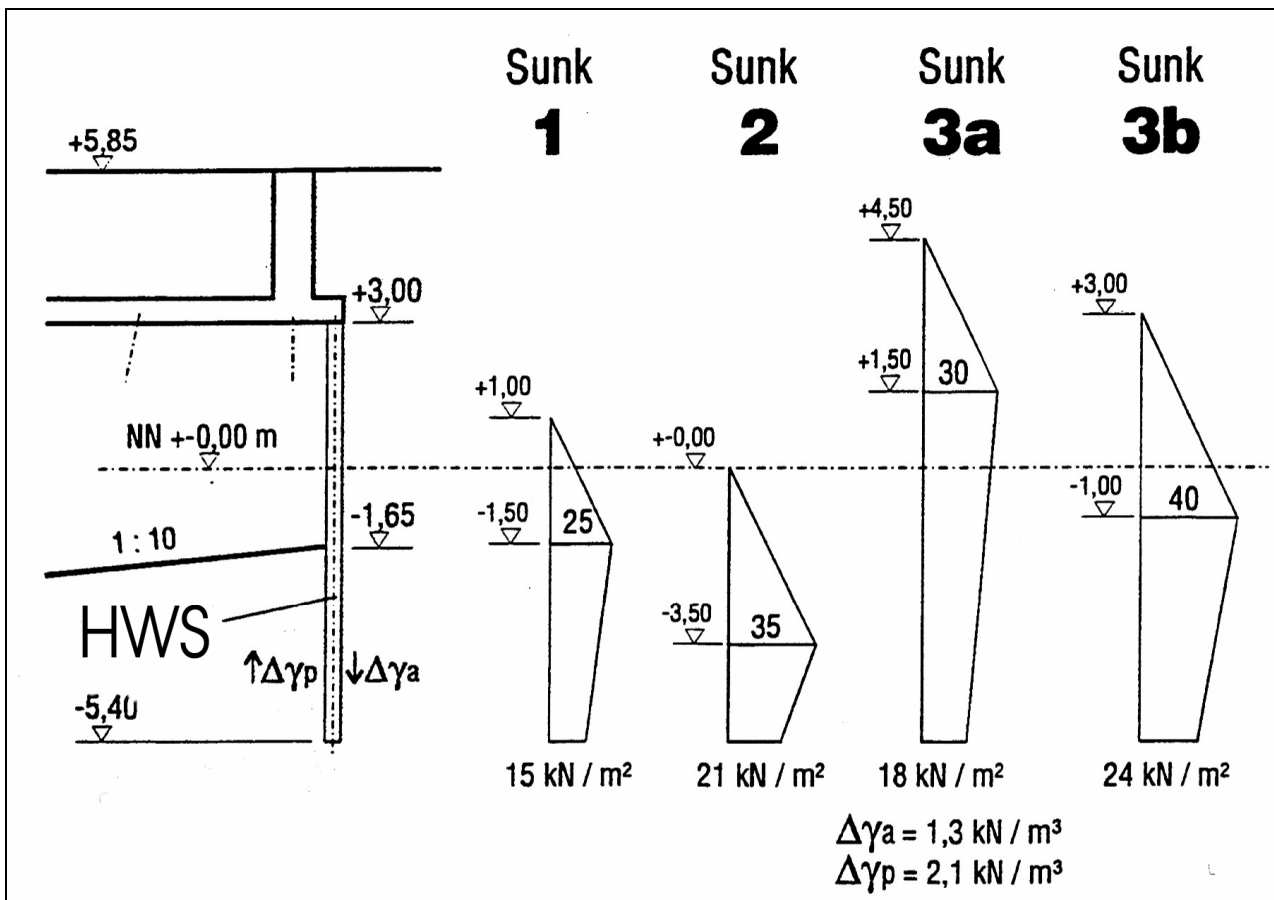


Bild 3.3: Wasserdruckansatz Hochwasserschutzwand (Neubaubereich) nach Entwurf 1996 [STROM- UND HAFENBAU, 1996]

Die auftretenden Wasserüberdrücke an der Kaimauerwand werden durch ein Konstruktionsdetail minimiert. Die dort eingelassenen Öffnungen sind ca. 70 cm breit und ca. 4 m hoch und lassen die wechselnden Wasserstände der Elbe schnell aus dem Bereich unter der Kaiplatte ein- und ausströmen. Bei normalen Tidewechseln (MThw: ~NN +2,0 m und MTnw: ~NN -1,50 m) entstehen somit keine Wasserüberdrücke auf die Kaimauerwand.

3.1.4.2 Sickerwasserschürze

Die herkömmliche Sickerwasserschürze hatte die Aufgabe, einen möglichst langen Sickerweg zu bilden, um bei Überflutungen von Kaianlagen mit geringeren Gelände- oder Arbeitshöhen (NN +6,0 m oder weniger) den Wasserüberdruck nicht sofort auf die Kaimauerwand voll wirksam werden zu lassen. Für die Spundwandschürze (Bild 3.4) der jetzigen Generation ist diese Funktion auf Grund der angehobenen Kaifläche auf NN +7,50 m sekundär.

Die Aufgabe dieser Schürze besteht in der Aufnahme der Belastungen aus Wasserdruck und Erddruck bzw. in dem Ableiten der daraus resultierenden Kräfte in die Konstruktion. Über die Kaiplatte, die Ortbetonramm- und Schrägpfähle sowie über den anstehenden Boden werden die Kräfte abgetragen. Bei der Berechnung des Erdwiderstandes wird auf der sicheren Seite liegend unterhalb der Kaiplatte eine Böschungsneigung von 1 : 10 angesetzt. Auf Grund der Scherparameter der anstehenden Böden wird angenommen, dass sich in Folge der Tide eine Böschungsneigung von 1 : 4 einstellt (Bild 3.4).

Die Schürze trägt wie ein Balken auf zwei Stützen: das obere Auflager ist die tief liegende Kaiplatte und das untere Auflager ist der anstehende Boden unterhalb der Kaiplatte, über den die Kräfte auf den unteren Bereich der Kaimauerwand weitergeleitet werden. Die hintere Spundwand vergleichmäßigt daher die Belastungen infolge des Wasserdrucks auf die Kaimauerwand.

Die zweite Aufgabe der Sickerwasserschürze besteht in der Funktion als Hochwasserschutzwand. Sie verhindert bei Hochwasserereignissen das Eindringen von Wasser in den Bereich hinter der Kaiplatte. Das Fluten und Ausspülen des Bodens und damit die Gefahr von unkontrollierten Setzungen an der Terminalfläche durch Hochwasser ist dadurch ausgeschlossen.

3.1.4.3 Kaimauerwand

Die Kaimauerwand besteht aus einer gemischten Stahlspundwand. Gemischte Spundwände setzen sich aus verschiedenartigen Profilen zusammen. Es wechseln lange und schwere als Tragbohlen bezeichnete Profile mit kürzeren und leichteren als Füll- oder Zwischenbohlen bezeichnete Profile ab. Zur Aufnahme der Lasten werden bemessungstechnisch nur die Tragbohlen herangezogen, die als Doppelbohlen (zwei verschweißte Doppel-

T-Träger) ausgebildet sind. Durch eine sich aufbauende Gewölbewirkung im Boden zwischen den Tragbohlen wird die Belastung auf die Füllbohlen als gering eingestuft. Die Füllbohlen besitzen die wesentliche Aufgabe, den Boden unterhalb der Kaipalte nicht ins Hafenbecken fließen zu lassen.

Auf der Wasserseite der Tragbohlen werden an beiden Flanschenden je eine halbe Zwischenbohle angesetzt und verschweißt. Die Füllbohlen werden bis 4,50 m oberhalb des Fußpunktes der Tragbohlen geführt und erreichen daher nicht die Oberkante des Rammhorizontes. Die Einstellelemente (Bild 3.5) konnten in dieser Form werkseitig hergestellt und angeliefert werden, weil sie in einen suspensionsgestützten Schlitz gestellt wurden.

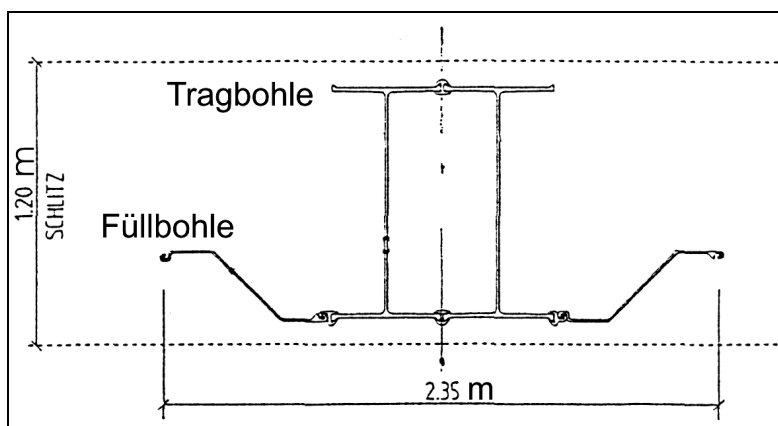


Bild 3.5 Grundriss Einstellelement

Die Einstellelemente wurden auf den letzten ca. vier Metern zur Erhöhung der Tragkraft eingrammt.

Die Herstellung eines suspensionsgestützten Schlitzes bietet wesentliche Vorteile:

- Geräuschärmere Herstellung der Spundwand gegenüber Rammung und Rütteln
- Schlosssprengungen infolge von Hindernissen (Findlinge und Steine im eiszeitlich geprägten Baugrund) werden deutlich minimiert und haben durch die abbindende und dichtende Suspension hydraulisch keine Bedeutung mehr
- Größere Geländesprünge sind durch das so genannte Vorschlitzen effektiver und wirtschaftlicher gegenüber reinen Rammarbeiten herzustellen

Aus statischer Sicht werden folgende Details rechnerisch nicht weiter berücksichtigt.

Der Querschnitt der Tragbohlen ist auch am Fuß geöffnet. Beim Einstellen der Elemente in den suspensionsgestützten Schlitz füllt sich sowohl der Hohlraum in der Doppelbohle als auch der verbleibende Raum um das Einstellelement mit zementgebundener Suspension. Beim späteren Abaggerungsvorgang fällt lediglich der erhärtete Suspensionsanteil auf der wasserseitigen Spundwand ab. Die rückwärtigen Suspensionsanteile verbleiben dort und erhöhen in nicht unbeträchtlichem Maße die Steifigkeit der Wand. Aus statischer Sicht werden weder die erhärtete Suspension (vergleichbar mit einem Beton B5 bis B10) noch die Zwischenbohlen mit eingerechnet.

Die Kaimauerwand bildet gegenüber früheren Ausführungen nicht mehr den Abschluss als Kaikante, sondern wird ca. 4,0 m hinter die Kaikante gesetzt. Vor der gemischten Spundwand stehen in aufgelöster Form Reibepfähle (s. Bild 3.4).

Diese Konstruktionsänderung bietet eine wesentliche Verbesserung hinsichtlich der Standsicherheit der Wand. Auf Grund der technischen Weiterentwicklung der Schiffe werden diese z.T. nicht mehr mit Schleppern zu ihrem Liegeplatz gebracht, sondern legen selbstständig an und ab. Die An- und entscheidender die Ablegevorgänge werden mit so genannten Querstrahlrudern durchgeführt. Die beim Ablegen entstehende Strömungsenergie des Wassers wird auf die Kaimauerwand gerichtet und dort nach oben und unten abgelenkt. Die nach unten gerichtete Energie führt zu einer Vertiefung der Hafensohle (Kolkbildung) an der Spundwand und verringert vorübergehend partiell die Einbindelänge. Durch Zurücksetzen der Wand wird die auf die Hafensohle einwirkende Strömungsenergie deutlich minimiert und die Kolkbildung reduziert. Die Berechnungssohle zum Nachweis der Einbindetiefe wird aus der Tiefe der herzustellenden Hafensohle zuzüglich 0,5 m Abaggerungszuschlag plus 1,5 m Kolkbildung ermittelt. Sie wird somit höher angesetzt als bei einer im Bereich der Kaikante stehenden Spundwand.

3.1.4.4 Schrägpfähle und Ortbetonrammpfähle

Zur Aufnahme der Horizontallasten wird wie bereits erläutert die Spundwand mit Schrägpfählen rückverankert. Die Schrägpfähle werden in den Boden gerammt. Die Anbindung erfolgt nicht an die Spundwand, sondern an den Kaimauerkopf. Bei dieser Anbindung wird nach EAU die Zusatzbelastung aus Biegung und Querkraft möglichst klein gehalten, wenn durch eine entsprechende Anordnung der Gründungspfähle der Kaiplatte eine Minimie-

rung der horizontalen Verschiebung der Kaiplatte erreicht wird. Diese Anschlusskonstruktion wird dann als gelenkig angenommen und momentenfrei gerechnet.

Die Schrägpfahllänge wird bestimmt durch die Länge des Ankerteiles, der hinter dem Gleitkörper, der durch die Festlegung der tiefen Gleitfuge bestimmt wird, im tragfähigen Boden die erforderliche Kraft einleitet.

Zur weiteren Unterstützung für die Aufnahme der horizontalen Kräfte sind die Ortbetonrammpfähle, deren Hauptaufgabe die Weiterleitung der vertikalen Kräfte in den Baugrund ist, leicht zur Landseite geneigt. Selbst die hinterste Pfahlreihe am landseitigen Kaiplattenende kann geneigt werden (s. Bild 3.4). Diese Pfahlreihe nahm früher die Vertikallasten aus der hinteren Kranbahnschiene auf und musste daher lotrecht stehen. Durch die Verbreiterung der Kranspuren von $a = 18,0$ m auf $a = 35,0$ m entfallen die Kranbahnlasten auf die hintere Pfahlreihe der Kaiplatte.

3.2 Zugpfähle

3.2.1 Allgemeines

Je nach den zu lösenden vielfältigen Aufgaben von Pfahlgründungen oder -verankerungen sind zwei grundsätzliche Pfahltypen zu unterscheiden: Bohrpfähle und Verdrängungspfähle. Bei den Bohrpfählen wird das dem herzustellenden Pfahl entsprechende Bodenvolumen erbohrt bzw. ausgehoben, während es bei Verdrängungspfählen in den angrenzenden Boden teilweise oder vollständig verdrängt wird.

Auf Grund ihrer Form und Gestalt sind Pfähle in der Regel auf axiale statische oder zyklische Belastungen ausgelegt, die sowohl als Druck oder/und Zug auftreten können. Belastungen aus Momenten und Horizontalkräften am Pfahlkopf (aktive Horizontalbelastung) oder Horizontalkräfte aus Bodenbewegungen um den Pfahlschaft (passive Horizontalbelastung) sind aufnehmbar.

An das Tragverhalten eines Pfahls werden zwei Anforderungen gestellt: Zum einen muss der Pfahl an sich die einwirkenden Lasten aufnehmen (innere Tragfähigkeit), d.h. die Baustoffeigenschaften sind entsprechend festzulegen. Zum anderen muss der Boden mit seinen Festigkeitseigenschaften die Kräfte am Pfahlmantel ohne unzulässig hohe Setzungen aufnehmen (äußere Tragfähigkeit).

Die Bestimmung der Pfahltragfähigkeit über erdstatische Berechnungsverfahren ist in Deutschland im Gegensatz zu angelsächsischen Ländern untersagt. Während dort beispielsweise die Mantelreibung im Bruchzustand aus dem Überlagerungsdruck, einem Erddruckbeiwert k und dem Wandreibungswinkel δ ermittelt wird, ist in Deutschland nur die Auswertung aus Pfahlprobelbelastungen erlaubt. Für Entwürfe oder Vorbemessungen sind entsprechende Normenblätter (DIN 4026 für Verdrängungspfähle; DIN 4128 für Verpresspfähle; DIN 4014 für Bohrspfähle), deren Ergebnisse auf Probelbelastungsversuchen basieren, anzuwenden oder Ergebnisse aus Probelbelastungen anderenorts zu nutzen. Deren Vergleichbarkeit ist über die Baugrundverhältnisse nachzuweisen [SEITZ/ SCHMIDT, 2000].

Probelbelastungen haben gegenüber analytischen Bemessungsverfahren den entscheidenden Vorteil, dass die Einflüsse aus den Untergrundverhältnissen und die aus der Pfahlherstellung resultierenden Veränderungen im Untergrund erfasst werden.

Die Festlegung in den Normen und Empfehlungen, die Tragfähigkeit von Pfählen nur aus Probelbelastungen zu bestimmen, resultiert aus der summarischen Bewertung der Forschungen und Arbeiten aus den letzten rund 60 Jahren [z.B.: SCHENCK, 1951; NENDZA, 1966; PETERMANN et al., 1967].

Die Zuverlässigkeit der berechneten Tragfähigkeit auch mit Hilfe der nichtlinearen Stoffgesetze in Verbindung mit der Finiten-Element-Methode (FEM) wird als nicht ausreichend angesehen. Diese Methode ist empirisch an die verschiedenartigen Pfahltypen und Bodenarten anzupassen. Für die empirische Anpassung gibt es folgende wesentliche Gründe [FRANKE, 1997]:

- Durch das Einbringen des Pfahles in den Boden werden die primären Spannungszustände (Ruhedruckzustände) in ungenügend feststellbarer Weise verändert. Der Erddruckbeiwert k (Verhältnis von σ_h zu σ_v) wird größer bei einer Verdichtung des den Pfahlmantel umgebenden Bodens (Verdrängungspfahl) oder kleiner bei einer Auflockerung des Bodens infolge Bohrens.

In Bild 3.6 wird die Scherfestigkeit τ_f eines nichtbindigen Bodens im nahen Pfahlbereich zu den verschiedenen Herstellungsverfahren von Pfählen qualitativ dargestellt. Die Scherfestigkeit τ_f wird auf einen herstellungsneutralen Modellpfahl ($\tau_f = 1,0$) bezogen. Dieser Modellpfahl wird vorab hergestellt und nachfolgend im

Modellversuch im Sand eingebettet. Der Verlauf der Scherfestigkeit ist vergleichbar mit dem des Spannungszustandes im Boden um den Bereich des Pfahles.

- Bei Flächengründungen werden Setzungsvorgänge innerhalb der Berechnungsmethoden eigentlich nicht berücksichtigt, weil sie vernachlässigbar sind. Im Gegensatz dazu sind bei bis zur Bruchlast belasteten Pfählen diese Vorgänge nicht zu vernachlässigen. Die Spannungen am Pfahlfuß sind wesentlich größer und können zu Kornzertrümmerungen führen, die die Setzungsvorgänge verstärken. Untersuchungen von Vesic/Clough (1968), De Beer (1963) und Linder (1977) [aus FRANKE, 1997] haben gezeigt, dass der Reibungswinkel φ unter zunehmender Belastung abnimmt und das Reibungsverhalten nicht mehr mit der Schergeraden abzubilden ist.
- Bindige, nichtbindig und gemischtkörnige Bodenarten und ihre Mischungen variieren hinsichtlich Konsistenz und Lagerungsdichte sowie geologischer Vorbelastung für theoretische Bemessungsansätze in nicht erfassbarer Weise.

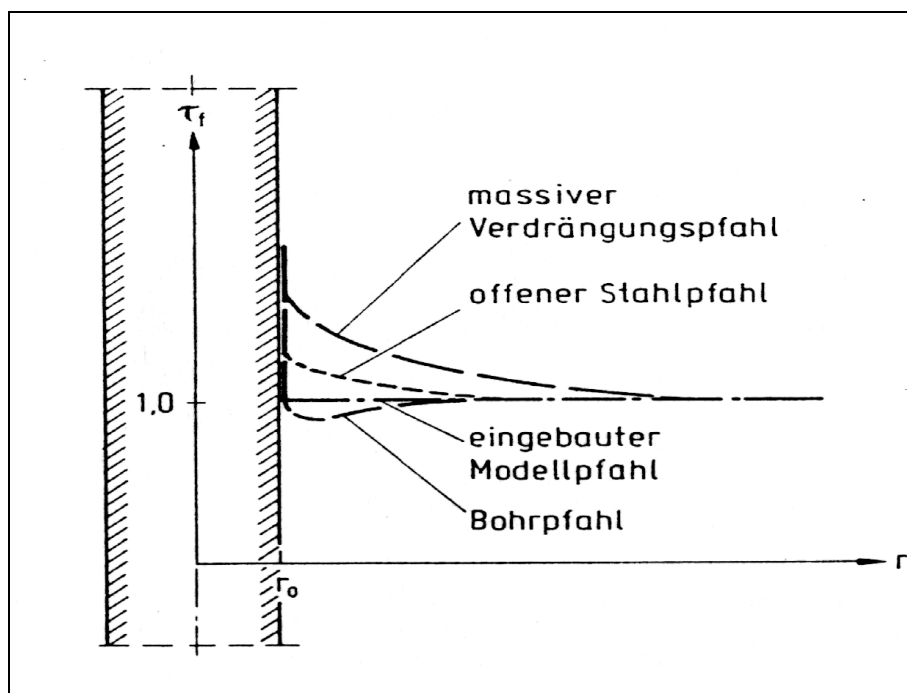


Bild 3.6: Mutmaßliche Auswirkung der Herstellung verschiedener Pfahltypen auf die Scherfestigkeit τ_f eines nichtbindigen Bodens [SCHMIDT, 1986]

Bei Pfählen, die auf einem Felshorizont abgesetzt werden oder in diesem einbinden, gelten die o.g. Ausführungen nicht. Als Felshorizont wird hierbei ein Festgestein verstanden,

dessen Gefüge so fest ist, dass sich ähnliche Umlagerungsvorgänge wie im Lockergestein nicht einstellen.

Axial belastete Pfähle geben ihre Lasten über Mantelreibung und Spitzendruck in den umgebenden Baugrund ab, wenn es sich um Drucklasten handelt. Bei Zug entfällt die Fußbelastung. Die Herleitung und Auswertung der Versuche zur Bestimmung der Tragfähigkeit eines Pfahls gilt analog für beide Belastungsrichtungen und erfolgt auch unabhängig vom Pfahltyp.

3.2.2 Tragfähigkeit

3.2.2.1 Lotrechte Einzelpfähle

Pfähle haben ganz allgemein die Aufgabe, die vom Bauwerk anfallenden Kräfte in tiefer liegende tragfähige Schichten zu übertragen. Bei Zugpfählen mit einem konstanten Durchmesser bzw. konstanten Abmessungen kann dieses nur durch Schubspannungen am Pfahlmantel geschehen. Die Grenzzugkraft oder Bruchlast eines Zugpfahles ist somit die Summe der Schubspannungen über die gesamte Mantelfläche.

Mit ersten grundlegenden, umfassenden Versuchen und Auswertungen wurde vor einigen Jahrzehnten begonnen [z.B. SCHENK, 1951; PETERMANN et. al., 1967]. Dort wurden in Abhängigkeit von Pfahllänge, Pfahlart, Pfahlabmessungen und Bodenart Mantelreibungswerte angegeben. Zusätzlich wesentlichen Einfluss auf die Tragfähigkeit haben das Herstellungsverfahren (s. Bild 3.6) und die Scherfestigkeit des Bodens, die wiederum auch abhängig von der Normalspannung σ_z und der Lagerungsdichte I_d ist.

Um die Vorgänge bei einem auf Zug belasteten Pfahl besser verstehen und nachvollziehen zu können, dient folgende Vorstellung:

Bei ausreichender innerer Standfestigkeit des Pfahles tritt die Bruchfläche an der Stelle auf, wo die größte Relativverschiebung wirkt. Unter Relativverschiebung sind Verschiebungen von Korn zu Korn oder auch vom Pfahlmantel zum Korn zu verstehen.

In der Regel wird die Scherfestigkeit am Pfahlmantel überschritten. Die Bruchfläche kann vom Pfahlmantel weiter entfernt auftreten, wenn z.B. eine Verdichtung beim Rammen erfolgt oder der am Pfahlmantel anliegende Boden verpresst wird.

Der Mantelreibungsverlauf wird im Allgemeinen entlang des Pfahlmantels gesucht. Mit verschiedenen Modellen versucht man, diese Vorgänge nachzubilden. Entscheidend bei allen Modellen ist die Interaktion zwischen Pfahl und Boden, wobei zwischen dem eigentlichen Bruchkörper und dem aktivierten Bodenkörper zu differenzieren ist [NENDZA, 1967; ARZ/KRUBASIK, 1986].

Als Bruchkörper wird beim Erreichen der Bruchlast der Bereich definiert, der mit dem Pfahl herausgezogen wird. Als aktivierter Bodenkörper wird das Bodenvolumen bezeichnet, in dem Schubspannungen in den Boden durch den sich bewegenden Pfahl aktiviert werden, die einem Herausziehen des Pfahles entgegenwirken.

Zur vollständigen Mobilisierung der Mantelreibung und damit des aktivierten Bodenkörpers sind rund 2cm Verschiebung des Pfahls zum Boden ausreichend [SCHMIDT, 1987]. Normen und andere Autoren koppeln die zur Weckung der Mantelreibung erforderlichen Verschiebwege s mit dem Pfahldurchmesser d : $s = 0,025 \cdot d$ bzw. $s = 0,02 \cdot d$ [z.B. DIN 1054-100, 2000; ARZ/ KRUBASIK, 1986; FRANKE, 1997].

Um die Wirkungsweise eines Zugpfahls auch theoretisch beschreiben zu können, wurden verschiedene Modelle entwickelt, die sich auf Grund von Widersprüchen in ihren Annahmen oder Folgerungen nicht entscheidend durchsetzen konnten. Als eines der ersten Verfahren bei Zugpfählen ist dennoch der Ansatz mit einem Erdkegelmodell bzw. mit dem Erdauflastmodell zu nennen, welches nicht auf Zugpfählen mit über die Länge konstantem Querschnitt basiert, sondern auf fußverbreiterten Zugpfählen [MORS, 1959]. Dabei ist ein Erdauflastwinkel β zu bestimmen, unter dem die Außenflächen des „Erdkegels“ geneigt sind.

Bei vergleichbaren räumlichen Versuchen an Zugpfählen mit Pfahlfußverbreiterung sind ähnliche Ergebnisse erzielt worden [NENDZA, 1966].

Weit verbreitet ist der Ansatz, bei dem in einem bestimmten Abstand zum Pfahlmantel eine Bruchfläche angenommen wird, aus dem ein mitwirkender Bodenkörper und seine zusätzlichen Scherkräfte in der Bruchfläche ermittelt werden [JELINEK/OSTERMAYER, 1964]. Als Bruchfigur für die Bestimmung der Bruchlast wird als nahe liegender Ansatz der Kegel benutzt (Bild 3.7). Unter der Annahme eines Kegelstumpfes als Gleitkörper ist der Neigungswinkel oder Öffnungswinkel β einer Mantellinie von der Pfahllänge, dem Pfahlumfang und dem Reibungswinkel φ des Bodens abhängig.

Bei Pfählen, deren Pfahllängen gegen Null streben, entspricht der Neigungswinkel β dem Reibungswinkel φ . Bei Pfählen, deren Pfahllängen gegen ∞ gehen, strebt der Neigungswinkel β gegen Null. Daraus folgt, dass Bemessungsvorschläge unbrauchbar sind, die unabhängig von der Pfahllänge mit konstantem Neigungswinkel β das Gewicht des Kegelstumpfes als Grenzzuglast ansetzen. Für lange Pfähle ergeben die Berechnungen zu hohe Grenzwerte.

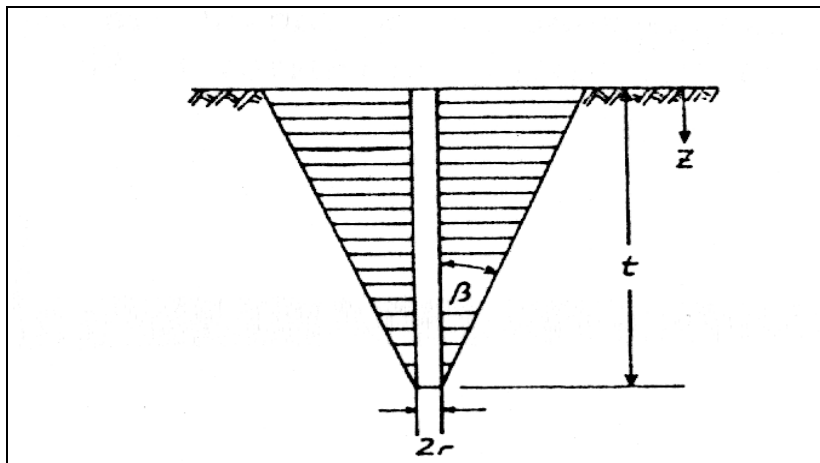


Bild 3.7: Kegelstumpf als Gleitkörper [JELINEK/OSTERMAYER, 1964]

Das analytisch hergeleitete Ergebnis ist zudem nicht widerspruchsfrei. Die Scherfestigkeit längs der Mantelfläche bei einem im Bruchzustand gehobenen Gleitkörper kann nach den Ansätzen der Gleitflächenkinematik nicht Null sein, weil die Relativverschiebung ungleich Null ist [MARKS, 1997]. Zudem haben JELINEK/OSTERMAYER die Gestalt eines Kegelstumpfes in Versuchen nicht nachweisen können. Die ermittelten Gleitlinien nähern sich bei wenig tragfähigen Böden mit kleinen Reibungswinkeln φ dem Pfahl an. Ähnliche Formen der Gleitflächen (Bild 3.8) wurden in anderen Versuchen ermittelt [FRANKE, 1986b].

Zugversuche werden in etwa nach Bild 3.8a durchgeführt und rechnerische Nachweise mit empirischen Werten von τ_{mf} . Vorstellbare Bruchmechanismen wie in Bild 3.8b und 3.8c, bei denen ein teilaktivierter Bodenkörper in Kombination mit Schubkräften am Pfahlmantel oder ganz über die Pfahllänge aktivierte Bodenkörper entstehen können, wurden eventuell durch die Widerlagerstranspannungen, die aus einem Zugversuch resultieren, verhindert.

[BREM, 1986] hat Dehnungsmessstreifen zur abschnittswisen Ermittlung der Verformungen eingesetzt und daraus die einwirkenden Kräfte berechnet. Diesen Kräften hatte er

ein entsprechendes Bodengewicht zugeordnet und so einen aktivierten Bodenkörper über die gesamte Pfahllänge konstruiert (Bild 39a).

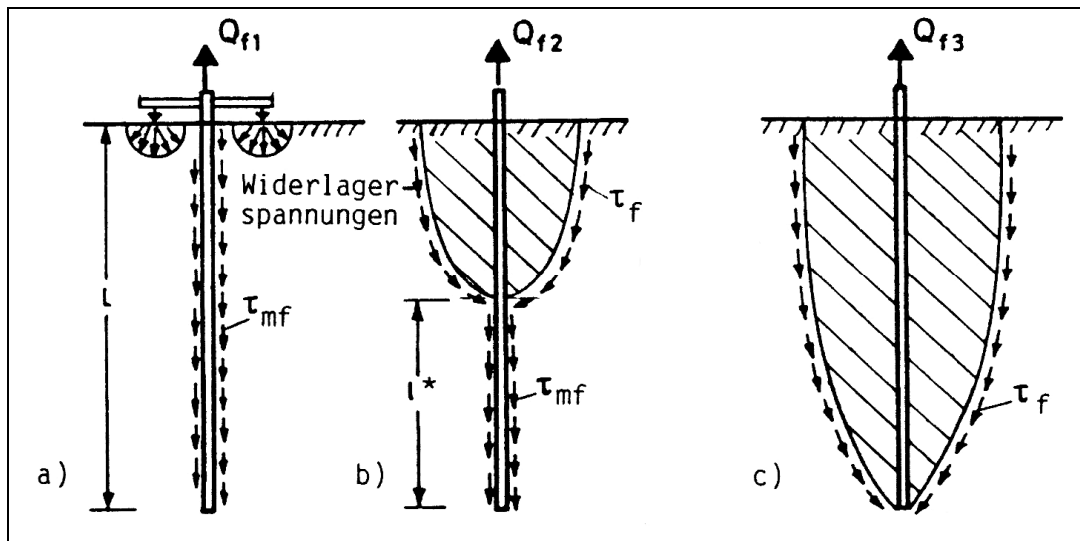


Bild 3.8: Mögliche Bruchfiguren des Gleitkörpers [FRANKE, 1986]

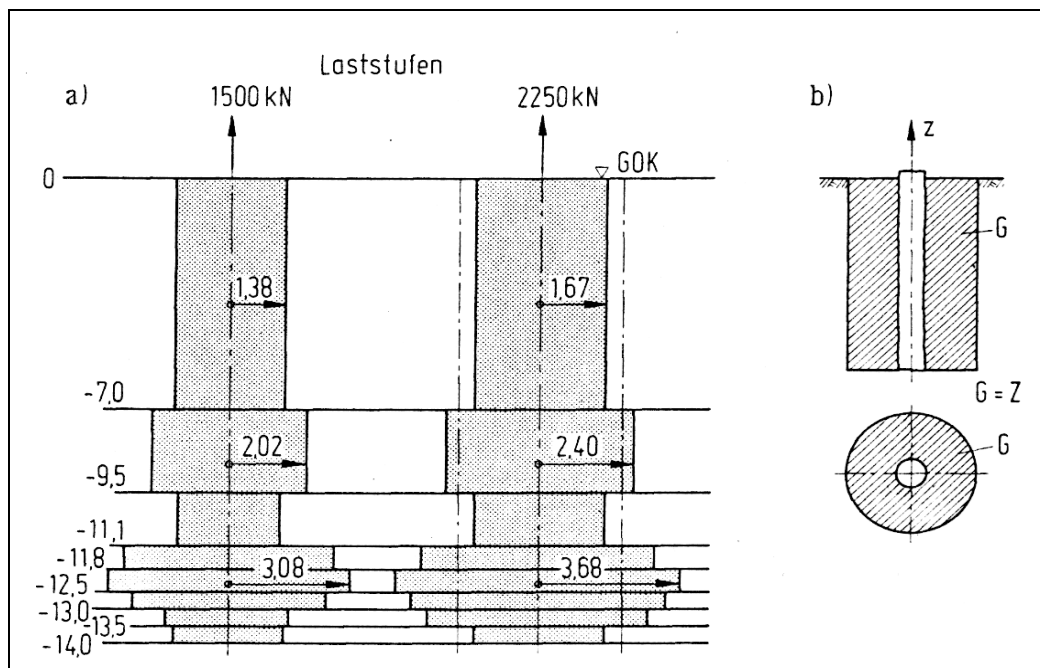


Bild 3.9: Bodenwiderlager für a) geschichteten Boden [BREM, 1986] und b) mit gleich bleibendem Durchmesser [SCHMIDT, 1987]

Nach [SCHMIDT, 1987] ergab sich aus diesen Untersuchungen als akzeptable Näherung für den mitwirkenden Bodenkörper eine zylindrische Begrenzungsfläche (Bild 3.9b). Der

Durchmesser ist über die Tiefe konstant und so groß, dass das Gewicht des durch die Begrenzungsfläche eingeschlossenen Bodens der Zuglast des Pfahls entspricht.

Dieses Modell setzt im Gegensatz zu den üblichen Vorstellungen voraus, dass an der Begrenzungsfläche keine Schubspannungen wirken. Dies ist durch die Modellvorstellung nach [BAUMGARTL, 1986] erklärbar. Für den elastischen Zustand stellt man sich den Boden im Einflussbereich des Pfahls als ineinander gestellte Schalen vor (Bild 3.10a). Bei nichtbindigen Böden verändert sich im Bruchzustand das Modell derart, dass durch Zug am Pfahl die jeweiligen Schalen, deren Breite das ca. 10-fache des Korndurchmessers betragen [RICHWIEN, 1986], angehoben werden.

Für den Bruchzustand wird das Modell so abgewandelt, dass das Gewicht der äußersten Schale auf die nächste innere Schale über eine Scherfuge übertragen wird und so weiter bis zum Pfahlschaft (Bild 3.10b). Die äußerste Schale stellt mit ihrem Gewicht das Gleichgewicht zu der vom Pfahl eingeleiteten Zugkraft her. Dadurch entstehen an der äußersten Begrenzung der Schale keine Schubspannungen mehr bzw. die Relativverschiebung ist gleich Null.

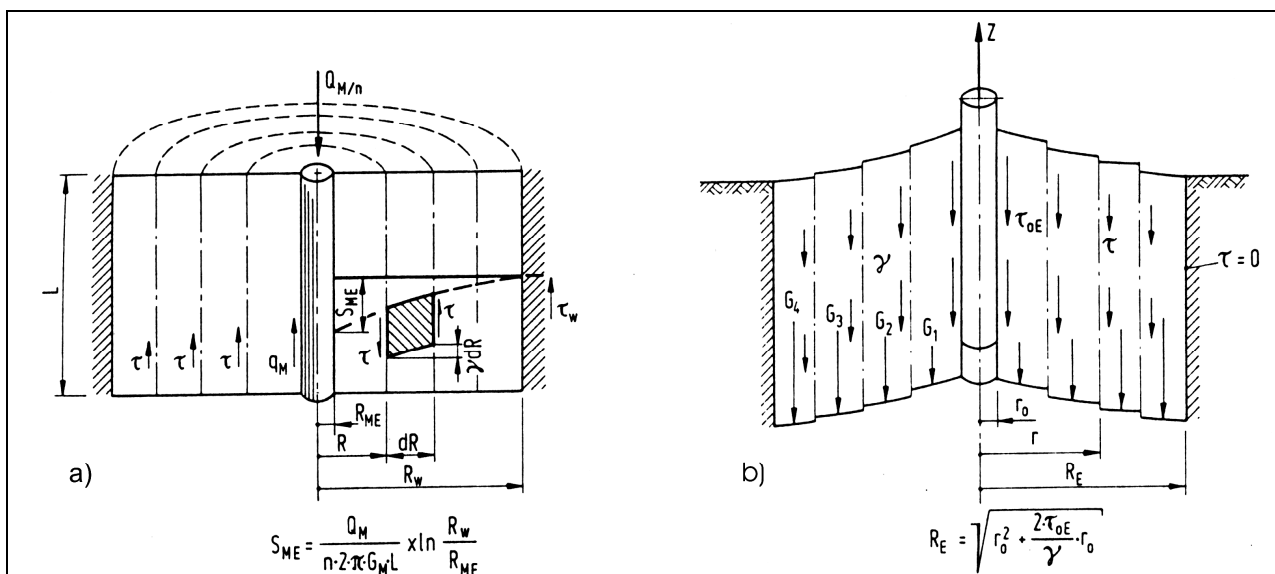


Bild 3.10: Modell für das System Reibungspfahl / Baugrund [BAUMGARTL, 1986]

Zur Bestimmung des Radius R_E des aktivierten Bodenkörpers am Einzelpfahl sind die Mantelreibung am Pfahl τ_{0E} (abhängig von Pfahlart und Herstellung), der Pfahlradius r_0 und das Raumgewicht des Bodens γ bestimmend [SCHMIDT, 1987].

In diesem Modell nimmt die Schubspannung τ in den Scherzonen infolge der Mantelreibung τ_{0E} mit wachsendem Abstand ab, weil sich zum einen die Scherflächen vergrößern und zum anderen die Zugkraft durch die Gewichte G_n der einzelnen Schalen verringert wird. Die Schubspannung kann errechnet werden zu:

$$\tau = \tau_{0E} \cdot \frac{r_0}{r} - \frac{\gamma}{2} \left(r - \frac{r_0^2}{r} \right) \quad (3.2)$$

Die theoretischen Schubspannungsverläufe an einem Bohrpfahl sind in Bild 3.11 dargestellt.

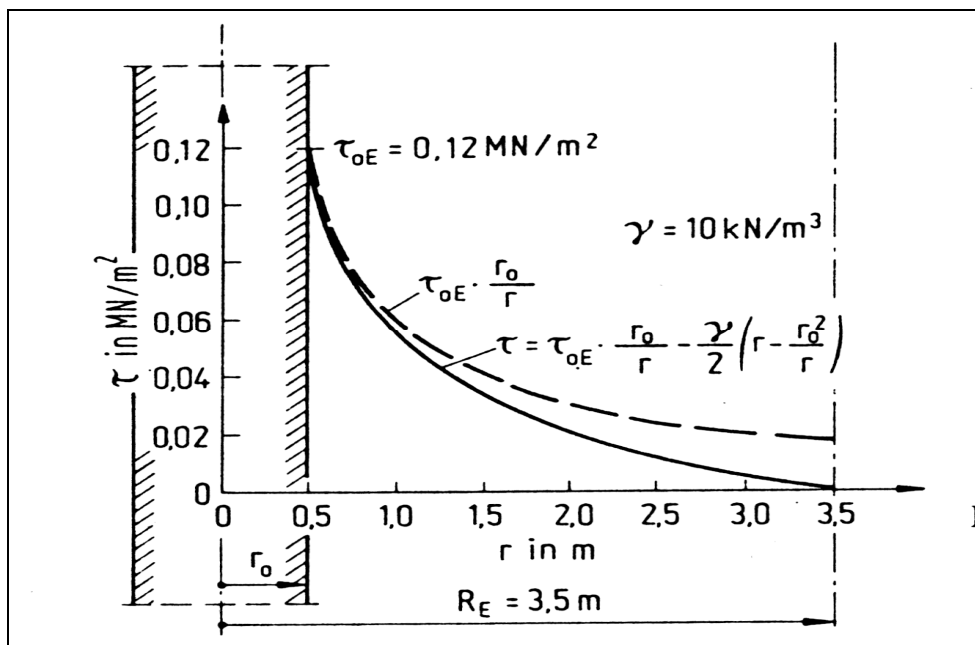


Bild 3.11: Theoretischer Verlauf der Schubspannungen im Umkreis eines Bohrpfahles [SCHMIDT, 1987]

Ein ähnliches Ausgangsmodell beschreibt [QUARG VONSCHIEDT, 2001] mit ineinander geschalteten Schalentragwerken aus nicht zugfestem granularem Material. Die wirkenden radialen Spannungen im Boden um einen Zugpfahl werden im Wesentlichen von Verspannungseffekten bestimmt, die von Pfahl- und Bodeneigenschaften abhängig sind wie die Pfahldrauigkeit, der mittlere Korndurchmesser, das Spannungsniveau im Boden, der Pfahldurchmesser und die Pfahllänge.

Im Bild 3.12 ist das Prinzip der coaxialen Rotationsschalen aufgezeigt. Im Ausgangszustand trägt der Boden sein Eigengewicht über dünne zylindrische Schalen ab, die den vor-

erst unbelasteten Pfahl umgeben (Bild 3.12a). Diese vertikal wirkende Meridiandruckkraft n_a in den Schalen beträgt in der Tiefe z :

$$n_a = \gamma \cdot z \cdot dx \quad (3.3),$$

worin dx die als klein anzunehmende Schalendicke ist.

Das Schalenelement muss durch Ringdruckkräfte n_{qt} und radiale Druckkräfte e_r gestützt werden, um die Meridiankraft aufzunehmen und weiterzuleiten.

Durch den herrschenden Gleichgewichtszustand entsteht infolge n_a ein Querdruck in tangentialer und radialer Richtung, der den radialen Stützspannungen in gleicher Größe entgegenwirkt. Die Größe der radialen Stützspannungen entspricht im Ausgangszustand des unbelasteten Pfahles dem im Boden wirkenden Erdruchedruck. Der von innen auf die Schale ausgeübte Druck ist genauso groß wie der von außen auf die Schale wirkende Stützdruck (Gleichgewichtszustand).

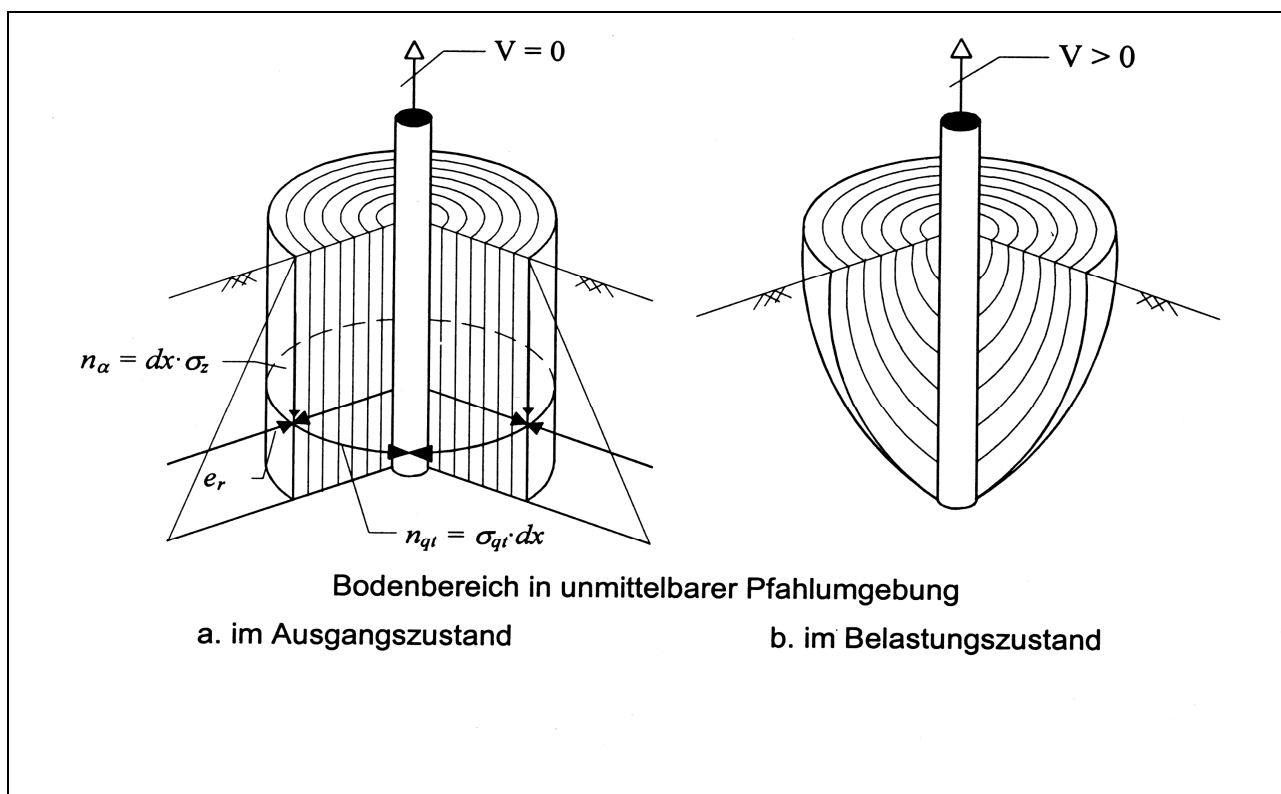


Bild 3.12: Schalentragwerke im Bereich um einen Zugpfahl [Quarg-Vonscheidt, 2001]

Wird der Pfahl durch Zug belastet, werden die Eigengewichtsspannungen des Bodens auf die Pfahlmantelfläche umgelenkt. Die zylindrischen Schalen werden dann im Rechenmo-

dell in parabolische ineinander liegende Rotationsschalen umgewandelt (Bild 3.12b). Die Auflagerkräfte der Parabelschalen am Pfahlmantel halten der Pfahlzugkraft das Gleichgewicht. Für die Elemente der Parabelschalen sind größere stützende Druckkräfte in radialer und tangentialer Richtung erforderlich als für die Elemente der Zylinderschalen, da aus den gekrümmten Zylinderschalen zusätzliche Umlenkungskräfte resultieren.

Erhöhte Kräfte in radialer Richtung um den Zugpfahl sind ebenfalls in Laborversuchen festgestellt worden, die auf die Behinderung der dilatanten Aufweitung des rolligen Bodens am Pfahlmantel zurückgeführt wurden [WERNICK, 1978].

Aus der Forderung, dass bei der Umformung von Zylinderschalen in Parabelschalen der Ausgangswert der Ringdruckspannung nicht unterschritten werden darf, lässt sich die größte Parabelschale bestimmen, die dem mobilisierten oder aktivierten Bodenkörper entspricht. Die genaue Herleitung und Begründung der Elementschalenansätze ist nachzulesen [QUARG-VONSCHIEDT, 2000].

Vorstehend sind die am weitesten verbreiteten Modellvorstellungen zur Lastabtragung von lotrechten bzw. vertikalen Zugpfählen erläutert, die aus einer Vielzahl an Versuchen im Labor als auch im Feld entwickelt worden sind. Die Weiterentwicklung der Rechner und Programme erlaubt Modellierungen mit der FE-Methode, um verschiedene Einflüsse auf das Tragverhalten von Zugpfählen im Speziellen nachzuvollziehen.

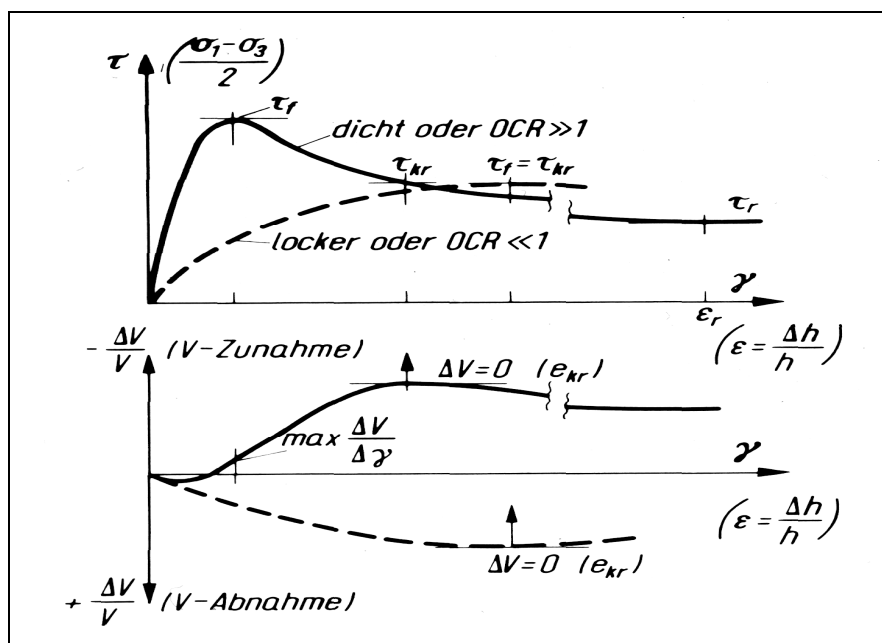


Bild 3.13: Druckstauchungs- und Volumenänderungs-Stauchungs-Linien [VON SOOS, 1990]

Einer dieser Einflüsse ist das Dilatanzverhalten von Böden. Das Dilatanzverhalten des Bodens [WERNICK, 1978] beeinflusst die Größe des mobilisierbaren Bodenkörpers entscheidend. Die bei größeren Scherverformungen auftretende Volumenvergrößerung tritt sowohl bei dicht gelagerten nichtbindigen Böden als auch bei überkonsolidierten bindigen Böden auf (Bild 3.13).

Die von der Scherzone ausgehende Dilatanz bewirkt eine Verspannung des Bodens, die umso größer ist, je höher die Lagerungsdichte (Konsistenz) des Bodens ist. Wird die Verformbarkeit des Bodens durch den Pfahl behindert, wächst die Verspannung und damit die vom Boden aufnehmbare Schubspannung [MARKS, 1997; RICHWIEN, 1986; QUARG-VONSCHIEDT, 2000]. Gleichzeitig erhöht sich damit die Reibung am Pfahlmantel.

Nach Untersuchungen von [WERNICK, 1978] kann die Mantelreibung τ_m somit auch größer sein als sie aus dem Überlagerungsdruck σ_z bzw. Erdruchedruck möglich ist. Zudem wurde festgestellt, dass die Mantelreibung τ_m nicht proportional mit dem Überlagerungsdruck anwächst, sondern unterhalb einer maßgebenden Einbindetiefe annähernd konstant bleibt. Weiterhin besteht eine starke, aber nichtlineare Abhängigkeit von τ_m zur Lagerungsdichte I_d . Grundsätzliche Abhängigkeiten von τ_m bestehen hingegen zum Pfahldurchmesser und zum mittleren Korndurchmesser des Bodens.

3.2.2.2 Lotrechte Gruppenpfähle

Die dargestellten Modellvorstellungen für den Einzelpfahl sind von der Wirkungs- und Funktionsweise auf einen Gruppenpfahl zu übertragen. Die maximale Zugkraft eines Gruppenpfahls kann die eines Einzelpfahls nicht überschreiten. Solange sich die Einflussbereiche der einzelnen Gruppenpfähle nicht überschneiden, wirkt der Gruppenpfahl wie ein Einzelpfahl, das heißt: Hebungen und Bruchlast sind identisch.

Bei Überschneidung des Einflussbereiches (mobilisierbarer Erdkörper) der Zugpfähle bestimmt der zur Verfügung stehende Bodenkörper die maximal mögliche Grenzzuglast [QUARG-VONSCHIEDT, 2001; FRANKE/GOLLUB, 1996]. Die Schubspannung ist dann überall kleiner als beim Einzelpfahl. An den Grenzen ist aus Symmetriegründen die Schubspannung Null. An den Grenzbereichen kann es im Gegensatz zum Druckpfahl nicht zu Spannungsüberlagerungen kommen, da jedes Teilchen nur einmal angehoben

werden kann [SCHMIDT, 1987]. Bild 3.14 zeigt die angenommenen Zusammenhänge zwischen Abstand und mobilisierbarem Bodenkörper.

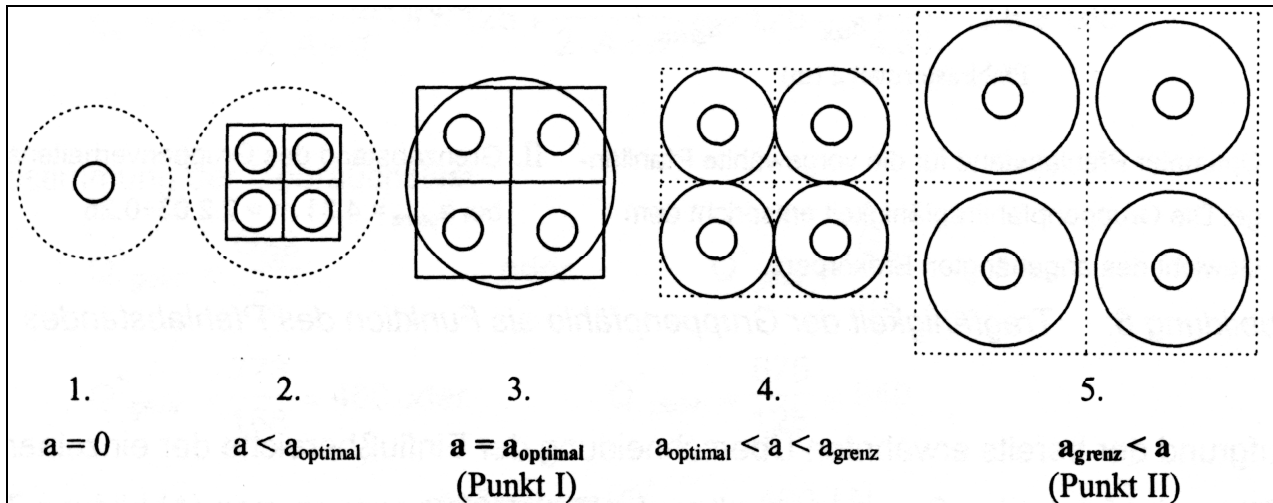


Bild 3.14: Berücksichtigung des Gruppenverhaltens im Bemessungskonzept [Quarg-Vonscheidt, 2001]

Bei kleinen Abständen der Gruppenpfähle zueinander wird ein umschreibender Bodenkörper aktiviert. Bei zunehmenden Pfahlabständen zerfällt die Gruppe in Einzelpfähle, bis sich die Pfähle nach dem Überschreiten des Grenzabstandes a_{grenz} (Punkt II) nicht mehr gegenseitig beeinflussen. Gleichzeitig nimmt die Grenzzuglast der Gruppenpfähle linear mit dem Pfahlabstand zu. Hieraus ergibt sich, dass der einzelne Gruppenpfahl bei kleineren Abständen als a_{optimal} (Punkt I) nur das ihm zugeordnete Bodenvolumen innerhalb des umschlossenen Bodenvolumens aktivieren kann. Bis zu dem Abstand der Zugpfähle gleich a_{optimal} (Punkt I) werden die Zwickelbereiche der Pfähle infolge der Verspannungen noch voll mobilisiert. Zwischen a_{optimal} und a_{grenz} (Punkt II) ist daher eine verminderte Einzelpfahltragfähigkeit anzusetzen, weil die Grenzzuglast vom einzelnen Gruppenpfahl nicht mehr die Gewichtskraft des ihm zugeordneten Bodenvolumens erreicht. Jenseits vom Abstand a_{grenz} wirkt der Gruppenpfahl wie ein Einzelpfahl.

Für die Gruppenpfähle sind aus dem beschriebenen Mechanismus auch zwei Nachweise zu führen. Zum einen ist der Nachweis am Gesamtsystem zu führen, ob das als Widerlager für die Mantelreibung verfügbare Bodengewicht mit der geforderten Sicherheit ausreicht. Der zweite Nachweis ist unabhängig vom Einfluss benachbarter Gruppenpfähle als Einzelpfahlprobelastung gegen das Herausziehen des Einzelpfahls zu führen.

3.2.2.3 Übertragung der Modellvorstellungen auf den allgemeinen Schrägpfahl

Theoretische Untersuchungen und Modellversuche zu lotrechten Pfählen wurden vielfach durchgeführt und diskutiert (s. Abschn. 3.2.2.1). Dickin / Leung (1985) [aus POWROSCHNIK, 1993] führten Modellversuche an auf Zug axial belasteten Horizontalpfählen mit Ankerplatten durch. Wie die meisten Versuche blieben auch diese auf den ebenen Fall beschränkt.

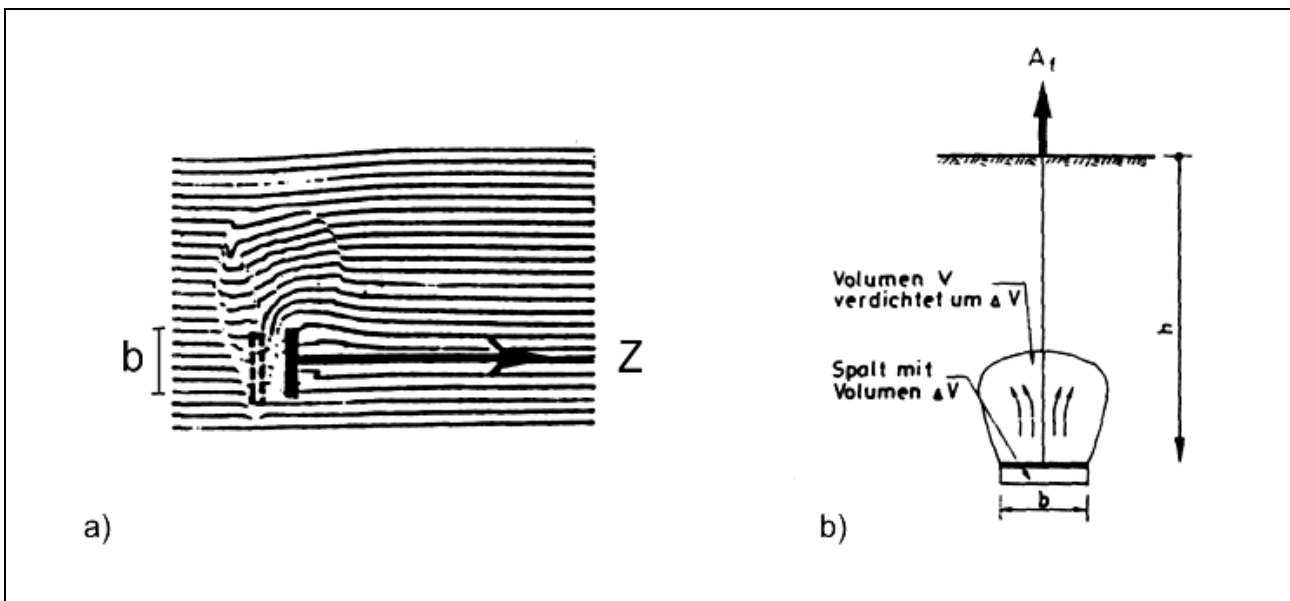


Bild 3.16 Bruchflächenformen bei horizontalen und lotrechten Modellpfählen [aus POWROSCHNIK, 1993]

Die Darstellungen der Bruchflächenformen aus den Modellversuchen von Dickin / Leung (Bild 3.16a) zeigen im Vergleich zu Krebs Ovesen (1980) [aus POWROSCHNIK, 1993] mit lotrechten Pfählen mit Ankerplatten (Bild 3.16b) deutliche Unterschiede. Bei den lotrechten Pfählen bildete sich eine symmetrische Bruchflächenform zur Pfahlachse aus, während sich die Bruchflächenformen bei den Horizontalpfählen asymmetrisch zur Pfahlachse ausbildeten. Sie stellten sich stärker zu den Bereichen ein, deren Spannungszustände kleiner waren. Das bedeutet bei nicht zu tief liegenden Pfählen eine stärkere Verformung in Richtung Geländeoberfläche.

Mit dieser kurzen Darstellung der Bruchflächenformen an horizontal und lotrecht eingebauten Modellpfählen wird gezeigt, dass die Bruchmechanismen bei der axialen Zugbelastung jeweils die gleichen sind. Die sich einstellenden Bruchverformungsfiguren sind dagegen

auf Grund der unterschiedlichen Vertikalspannungen entlang der Pfahlachse verschieden. Modellversuche mit geneigten Pfählen würden Bruchflächen aufzeigen, die innerhalb der Bruchflächenformen der horizontalen und lotrechten Pfähle liegen.

Zugpfähle ohne Fußverbreiterung, Ankerplatten o. ä. tragen ihre Lasten über Mantelreibung in den umgebenden Boden ab. Aus diesen Überlegungen heraus ergab sich die Fragestellung, ob die Mantelreibung τ_m , die abhängig von den Boden- und Pfahleigenschaften ist, an einem Schrägpfahl gleich groß ist wie an einem lotrechten Pfahl.

Nach anderen Untersuchungen nimmt der Einfluss der Neigung mit kleineren b/t -Werten ab. Das heißt, bei kleinerer Breite b bei gleich bleibend tiefen (t) Pfählen oder bei zunehmend tiefer gegründeten Pfählen mit konstanter Breite wird der Neigungseinfluss geringer [WEISSENBACH, 1975].

In Modellversuchen wurden lotrechte Pfähle am Kopfpunkt festgehalten und am Pfahlfuß eine Last bis zur Weckung des Erddruckwiderstandes aufgebracht [WEISSENBACH, 1962]. Bei diesen Versuchen ermittelte er unterschiedliche Erddruckwiderstände je nach Pfahlneigung und Bewegungsrichtung. Es wurden kleinere Kräfte gemessen, wenn der geneigte Modellpfahl nach oben gedrückt wurde, und größere Kräfte, wenn bei gleicher Pfahlneigung eine Bewegung nach unten erfolgte. Diese Ergebnisse zeigen analog zu den Modellversuchen mit den unterschiedlichen Bruchflächenformen überlagerungsspannungsabhängige Kraft- und Verformungsentwicklungen.

Die Fragestellung, ob die Mantelreibung τ_m und damit die aufnehmbare Zugkraft pfahlneigungsabhängig ist, soll mit einer theoretischen Parameterstudie näher betrachtet werden.

Für die rechnerische Ermittlung der Mantelreibung τ_{mf} im Bruchzustand wird im Folgenden der immer noch gültige allgemeine vereinfachte Ansatz benutzt:

$$\tau_{mf} = \sigma_x \cdot \tan\delta + c_a = k \cdot \sigma_z \cdot \tan\delta + c_a \quad (3.6)$$

Hierbei ist $\sigma_x = k \cdot \sigma_z$ die Normalspannung zwischen Pfahl und Boden und c_a eine Adhäsion in dieser Grenzfläche. Für Sand- und Tonböden wird die Gleichung in folgender Form angewandt:

$$\tau_{mf} = k_0 \cdot \gamma \cdot z \cdot \tan\delta \quad (3.7)$$

Da nach dieser Gleichung die Mantelreibung τ_{mf} tiefenabhängig ist, wird bei den weiteren Erläuterungen zwischen kurzen und langen Pfählen unterschieden. Die Grenze zwischen

kurzen und langen Pfählen wird bei einer kritischen Tiefe t_{kr} festgelegt, die im Folgenden noch definiert wird.

Bei kurzen Pfählen ist folgender theoretischer Ansatz denkbar:

Der umgebende Boden sei homogen. Die Pfahlherstellung und Pfahlbeschaffenheit seien gleich wie die weiteren relevanten Parameter zur Mantelreibungsentwicklung. Für die Parameterstudie werden die Spannungszustände am unbelasteten Pfahl betrachtet. Die wirksamen Spannungen, die normal auf die Pfahlachse wirken, werden dreidimensional angesetzt und aus den Vertikalspannungen σ_v abgeleitet. Die variierenden Parameter sind die Pfahlniegung und die Pfahllänge.

Bei lotrechten Pfählen mit der Länge L bildet sich am Pfahlfuß ein kreisförmiger Normalspannungszustand ($\sigma_h = k_0 \cdot \gamma \cdot L$) um die Pfahlachse aus. Bei gleich langen Pfählen mit zunehmender Niegung α nimmt σ_h ab und gleichzeitig wirkt oberhalb des geneigten Pfahles $\sigma_v = \gamma \cdot L / \cos \alpha$ als Auflast. Aus σ_v und σ_h ergibt sich eine Resultierende R_S normal zur Pfahlachse entsprechend der geometrischen Verhältnisse (Bild 3.17). Aus Gleichgewichtsgründen ($\Sigma V = 0$) wird unterhalb des Pfahles diese Resultierende R ebenfalls angesetzt. Da normal zur Ebene der Pfahlniegung noch weiterhin σ_h auf den Pfahlmantel wirkt, bildet sich ein Ellipsoid als Normalspannungsfigur um den geneigten Pfahl aus. Daraus ließe sich bei kurzen geneigten Pfählen ein ellipsoidförmiger Bodenkörper als Widerstand gegen die Zugkraft ableiten.

Diese theoretischen Überlegungen werden an zwei Beispielen diskutiert: Zum einen für kurze Pfahllängen ($L = 0$ bis $L = t_{kr}$), bei denen der Fußpunkt des geneigten Pfahles auf Höhe des Fußpunktes des lotrechten Pfahles liegt; zum anderen für kurze Pfahllängen ($L = \text{konst.} \leq t_{kr}$), bei denen die Pfahllänge konstant bleibt und der des lotrechten Pfahles entspricht.

Es ist eindeutig, dass bei der Variation mit dem Pfahlfußpunkt auf konstanter Tiefe die Pfähle mehr Zugkräfte aufnehmen können, je flacher sie geneigt sind. Das liegt einmal an der größer werdenden Pfahllänge und an der zusätzlichen Vertikalkraft, die auf den Pfahl wirkt.

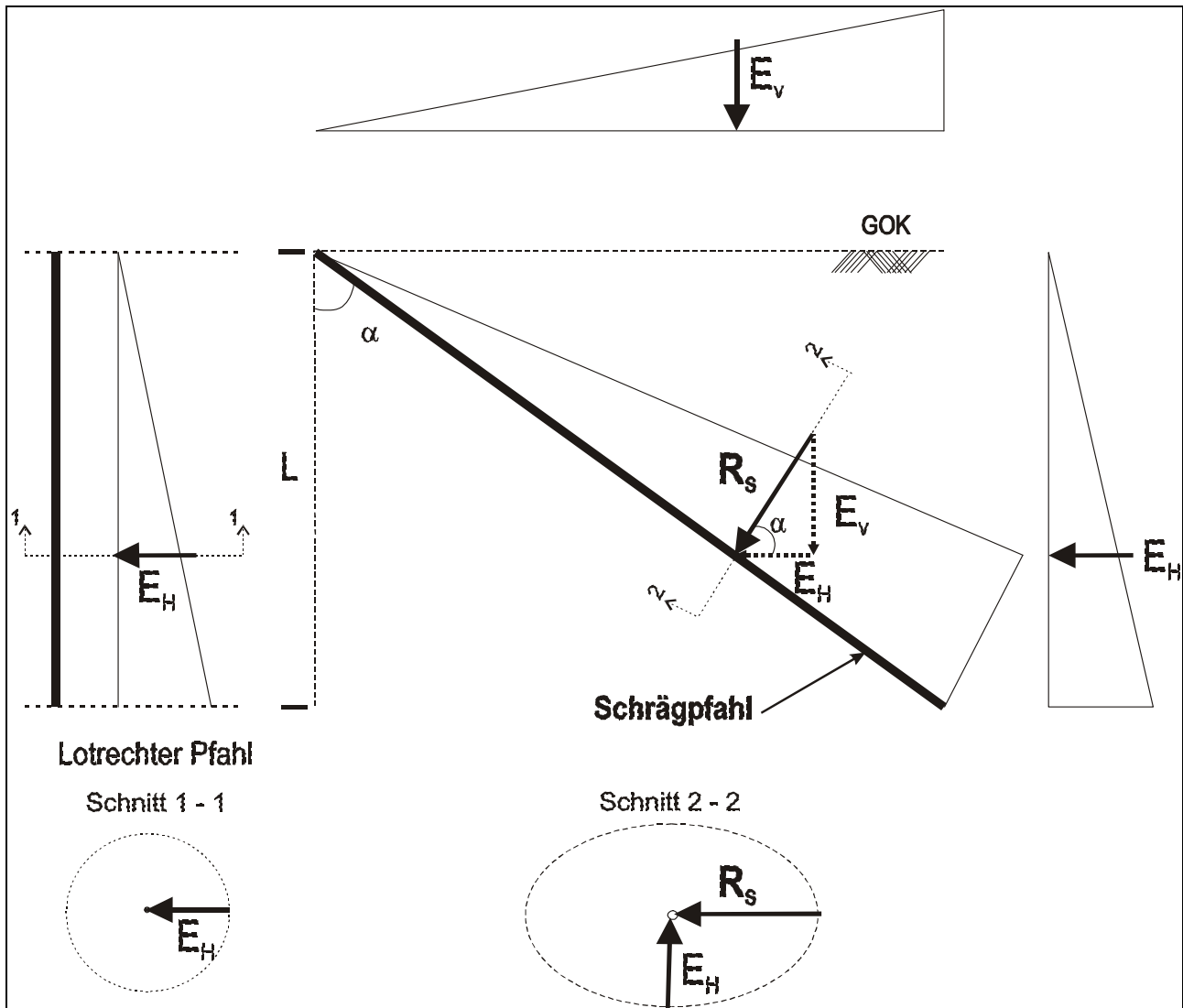


Bild 3.17 Normalspannungen am Schrägpfahl

Bei gleich bleibender Pfahllänge ändert sich dieses Verhalten. Geneigte Pfähle bis zu einer Neigung von ca. $n = 1 : 1$ erreichen auf Grund der größeren Normalspannungen infolge der zusätzlichen Vertikalspannungen höhere Mantelreibungswerte. Je flacher die Pfahlneigung ab der Neigung von ca. $n = 1 : 1$ wird, desto geringer wirkt sich die zusätzliche Vertikalkraft σ_v aus und gleichzeitig nimmt die Horizontalspannung σ_h ab. Die aufnehmbare Mantelreibung τ_{mf} nimmt demzufolge ebenfalls ab.

Die Formeln nach Gleichungen (3.6) und (3.7) geben die Wirklichkeit recht unvollkommen wieder. Unter anderem nimmt natürlich die Mantelreibung τ_{mf} nicht unbegrenzt mit der Tiefe zu. Bei Druckkräften bleiben ab einer kritischen Tiefe der Spitzendruck und die Mantelreibung konstant. Beim Spitzendruck wird die kritische Tiefe in Abhängigkeit des Pfahldurchmessers bei $(t/b)_{kr} = 15$ angesetzt. Ab dieser kritischen Tiefe entzieht sich der Boden

der aufgebrachten Last und beginnt zu fließen. Der Fließbereich am Pfahlfuß bewegt sich mit diesem ohne wesentliche Veränderung in die Tiefe [FRANKE 1997]. Die Mantelreibung liegt bei etwa dem 1,5-fachen Wert $(t/b)_{kr}$ für Spitzendruck, wird aber auf der sicheren Seite liegend gleichgesetzt. Bei Zugpfählen richtet sich die Obergrenze nach dem Gewicht des aktivierbaren Bodenkörpers, der den Pfahl umgibt. Über die mögliche Form des Bodenkörpers wurde in den vorangegangenen Abschnitten diskutiert.

Bei langen Pfählen unterhalb der kritischen Tiefe ist daher ein Neigungseinfluss nicht zu berücksichtigen. Bei Erreichen der Obergrenze der Mantelreibungskraft erhöhen die auf den geneigten Pfahl wirkenden Vertikalspannungen nicht den Mantelreibungswert, wie andere Autoren [z.B. WERNICK, 1978] ebenfalls festgestellt haben (s. a. Abschn. 3.2.2.1), bzw. vergrößern nicht den aktivierbaren Bodenkörper.

Zusammenfassend kann gesagt werden, dass qualitative Erkenntnisse aus den Ankerplattenversuchen grundsätzlich auf Schrägpfähle übertragbar sind. Eine direkte Übertragbarkeit des empirischen Wissens auf Schrägpfähle ist dagegen nicht möglich [POW-ROSCHNIK, 1993].

Der Schalenansatz von Quarg-Vonscheidt ist in der o.g. Form folglich nicht uneingeschränkt auf den Schrägpfahl anzuwenden, da die Meridiankraft, die von den vertikalen Spannungen abhängig ist, rotationssymmetrisch um den Pfahl angesetzt wird. An einem Schrägpfahl sind diese Kräfte auf einer Ebene normal zur Pfahlachse dann nicht mehr gleich groß [HEIBAUM, 1987].

Die Modellvorstellung nach Quarg-Vonscheidt mit den sich zum Pfahl umlenkenden Kräften ist dagegen übertragbar.

Entscheidend für die Tragfähigkeit von Pfählen, und somit auch Schrägpfählen, ist die Übertragbarkeit der Pfahlkraft über die Mantelreibung auf den umgebenden Boden. Die Größe der mobilisierbaren Kraft ist natürlich auch hier von dem mittleren Korndurchmesser, der Beschaffenheit der Pfahloberfläche (Rauigkeit), dem Spannungsniveau im Boden, dem Pfahldurchmesser und der Pfahllänge abhängig. Des Weiteren beeinflusst das Dilatationsverhalten und der Abstand der Pfähle zueinander die aufnehmbare Kraft.

Die reinen Modellvorstellungen zum Tragverhalten lotrechter Pfähle sind in einem räumlichen Kontinuum mit Modifikationen sinngemäß auf geneigte Pfähle zu übertragen [FRANKE, 1997].

3.2.2.4 Ansatz zur Bemessung eines Schrägpfahles

Schrägpfähle werden zur Verankerung von Stützwänden eingesetzt. Für die Standsicherheit einer verankerten Stützwand sind im Allgemeinen zwei Nachweise zu erbringen. Zum einen ist die erforderliche Ankerkraft mit ausreichender Sicherheit in den Boden zu leiten, das betrifft die Sicherheit gegen Aufbruch des Verankerungsbodens nach E66 [EAU, 1996]. Zum anderen ist für das System Wand-Anker-Boden eine ausreichende Sicherheit gegen Versagen nachzuweisen, der Nachweis wird in der tiefen Gleitfuge nach E10 [EAU] geführt.

In der EAU ist das Verfahren nach Kranz eingeführt, bei dem sich bei Verankerung mit Ankerpfählen eine ebene tiefe Gleitfuge unter dem Winkel ϑ_a in gradliniger Verbindung vom im Boden frei aufgelagerten Spundwandfuß zum Mittelpunkt der rechnerischen Krafteintragungslänge ausbildet. Von diesem Schnittpunkt führt eine fiktive Ersatzwand bis zur Geländeoberfläche, auf die eine parallel zur Geländeoberfläche gerichtete aktive Erdruckkraft einwirkt. Bei Ankerwänden oder Ankerplatten, wie sie in Bild 3.18 dargestellt sind, verläuft die tiefe Gleitfuge durch deren Fußpunkt.

Über diesen im Bruchzustand abgleitenden Bodenkörper wird die erforderliche Ankerlänge ermittelt. Nach dem Teilsicherheitskonzept ist die Sicherheit ausreichend, wenn mit den Bemessungswerten der Einwirkungen und Widerstände nach dem Grenzzustand (GZ) 1C in der tiefen Gleitfuge eine zusätzliche antreibende Kraft $\Delta T \geq 0$ aufgenommen werden kann (Bild 3.18). Das bedeutet, die Bemessungswiderstände größer als die Summe der Bemessungswerte der Einwirkungen ist (s. Gleichung 3.1)

Die erforderliche Ankerkraft als Auflagerkraft resultiert aus den Einwirkungen auf die zu verankernde Stützwand. Als Einwirkungen sind insbesondere der horizontale Erddruck und der Wasserdruck zu berücksichtigen. Die Kraft des Ankerpfahls als stützendes Element wird als Widerstand aufgefasst. Hierbei wird die außerhalb des Gleitkörpers mobilisierte Zugkraft berücksichtigt, die im nicht bewegten Boden aktiviert werden kann.

Die Größe der rechnerischen Ankerkraft wird im probabilistischen Sicherheitskonzept als Bemessungswert auf den charakteristischen Wert eines Grenzzustandes bezogen. Bei Zuggliedern ist dies die Herausziehkraft, auf die der Teilsicherheitsbeiwert nach DIN 1054 100 (Entwurf) anzuwenden ist. Hierbei kann die im Grenzzustand des Geländebruchs mobilisierte Herausziehkraft kleiner als die im Zugversuch ermittelte Herausziehkraft sein.

3.3 Spannungs- und Verformungsmessungen

3.3.1 Allgemeines

Die nachfolgend vorgestellten Messinstrumente, die in dem in Kapitel 4 beschriebenen Großversuch eingesetzt wurden, werden hinsichtlich ihrer Funktions- und Arbeitsweise kurz diskutiert.

Messungen werden an Bauwerken und Bauteilen vorgenommen, um Verformungen und Spannungen während der Bau- und Betriebsphase zu kontrollieren (Bauwerksüberwachung). Daraus lassen sich Beurteilungen über die Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit ableiten.

Im Hamburger Hafen wurden aus diesem Grund seit vielen Jahren Messungen durchgeführt. Bisher waren ganzheitliche Betrachtungen der Interaktion Bauwerk-Boden auf der Grundlage von umfangreichen Messungen nicht üblich. Messungen beispielsweise für wissenschaftliche Zwecke mit dem Ziel, Eingangs- und Zustandsgrößen für numerische Analysen zu erhalten, sind bisher lediglich als Teilprobleme behandelt worden. Vorrangig wurde das Verformungsverhalten der Kaimauerwand beobachtet und analysiert.

Auf Grund der Vielzahl an Messkonzepten wurde in deutschen Häfen durch die Verifizierung der Messarten und –durchführungen eine umfassende Datengrundlage geschaffen, die das Verständnis für die Last- und Verformungsverhalten einzelner Kaikonstruktionsteile, vorwiegend die Kaimauerwand, ständig verbessert. Umfangreiche Messungen der Längsverformungen wurden bisher an den Verankerungselementen bzw. Schrägpfählen im Besonderen nicht vorgenommen. Lediglich Biegungssetzungen entlang der Schrägpfähle wurden bisher erfasst [POWROSCHNIK, 1993].

Mit Hilfe der in Kapitel 4.4 beschriebenen Instrumentierungen war das Verformungs- und Lastabtragungsverhalten der Kaikonstruktion zu untersuchen. Das Ziel bestand in der möglichst genauen Erfassung des Verformungs- und Lastabtragungsverhaltens der Kaikonstruktion des CTA.

3.3.2 Spannungsmessungen

Um die Größe der auf die Spundwand wirkenden Erddruckkräfte zu ermitteln, wurden wie bei den vorherigen Messkonzepten im Hamburger Hafen kombinierte Erddruck- und Porenwasserdruckkissen im Bereich der Spundwand auf der Land- und Wasserseite eingebaut. Die Erddruckkissen messen die totalen Spannungen (σ_{tot}), die auf das Kissen ausgeübt werden, und über einen weiteren integrierten Aufnehmer an der gleichen Einbaustelle die Porenwasserdruckspannungen (u) im Boden. Hierzu wird zusätzlich ein Sintermetallfilter zwischen Baugrund und Hydraulikkissen gesetzt, der nur den Wasserdruck aufnimmt.

Aus diesen beiden Messwerten können die effektiven Spannungen (σ_{eff}) ermittelt werden:

$$\sigma_{\text{eff}} = \sigma_{\text{tot}} - u. \quad (3.8)$$

Problematisch gestaltet sich der Einsatz der Spannungsgeber, wenn der Primärspannungszustand im Boden erfasst und gemessen werden soll. Durch das Abteufen einer Bohrung mit Einstellen des Gebers und anschließender Verfüllung mit Bohrgut oder das Abteufen einer Bohrung mit Einpressen in den gewachsenen Boden an der Bohrlochsohle wird der Primärspannungszustand verändert. Die gemessene Druckspannung am Kissen ist dann i.d.R. nicht der tatsächliche Primärspannungszustand. Gemessen werden dann nur noch die Spannungsänderungen infolge der Einwirkungen.

Der Einbau der Messgeber erfolgte vor dem Beginn der Erdarbeiten. Ca. 0,5 m vor Einbautiefe wurde die Bohrung beendet, der Geber in den Baugrund eingepresst und das Bohrloch mit dem Bohrgut des in der jeweiligen Tiefe anstehenden Bodens wieder verfüllt. Die darüber liegenden Geber, maximal zwei, wurden in das verfüllte Bodenmaterial eingedrückt. Die Fixierung in der geplanten Tiefe gewährleisteten angeschraubte Stahlflügel (Bild 3.19), die als Widerlager beim Herausziehen des Einpressgestänges dienten. Die Stahlflügel spreizten sich sofort im Boden bei einer Zugbelastung am Gestänge auf und durch das zusätzliche Bodengewicht auf den Flügeln löste sich der Messgeber vom Anschlusszapfen des Gestänges.

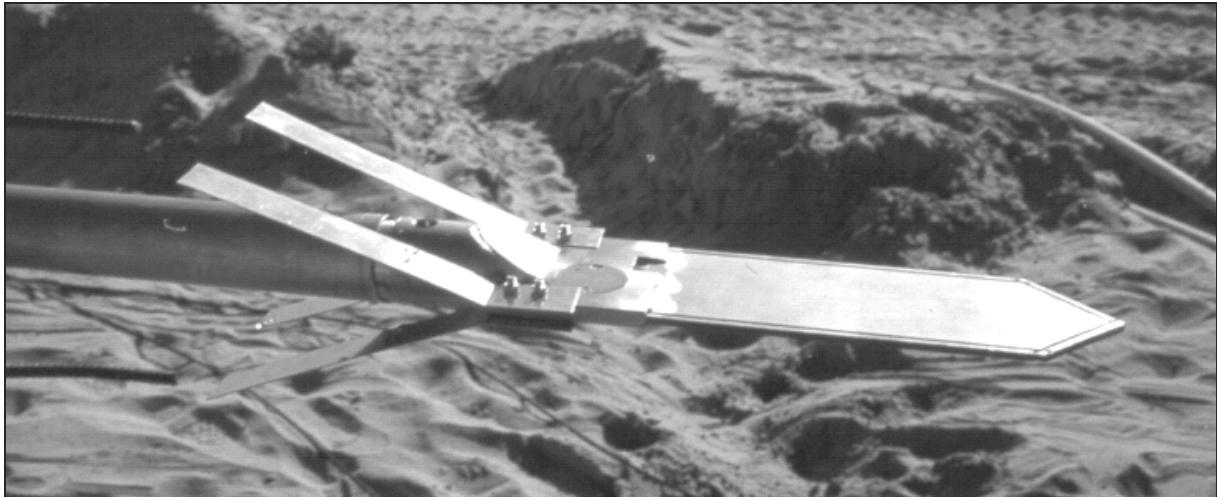


Bild 3.19: Einpressbarer kombinierter Spannungsgeber, System Glötzl [BERGS/GATTERMANN, 2000]

Die Messkabel wurden in Stahlrohren bis zur Kaiplatte geführt und direkt nach Einbau zur Funktionsüberprüfung und Datenaufzeichnung an Datalogger angeschlossen.

Die Messgeber wurden über Datalogger versorgt und registrierten in vorgegebenen Messzeitintervallen von 30 Minuten (Standardintervall) die jeweiligen Messwerte. Diese Messwerte wurden gespeichert und in größeren Zeitabständen ausgelesen. Die Messempfindlichkeit der Messgeber beträgt 0,01 bar [GLÖTZL, 2000].

Um Beschädigungen der Messgeber sowohl wasserseitig als auch landseitig der Wand zu vermeiden, wurde ein Abstand von ca. 1 m zur später erstellten Wand eingehalten.

3.3.3 Verformungsmessungen (Biegung)

Das zurzeit genaueste und deshalb am häufigsten eingesetzte Messverfahren zur Neigungs- und Durchbiegungsermittlung einer Wand ist neben der geodätischen Einmessung das Inklinometermessverfahren. Nachfolgend werden die Inklinometersonde und das Verfahren der Inklinometermessung kurz beschrieben.

In der 50 cm bzw. 100 cm langen Inklinometersonde befinden sich Sensoren, die als Beschleunigungsmesser nach dem Prinzip der Servo-Accelerometer arbeiten. Als Neigungsmesser verwendet, messen solche Beschleunigungssensoren die Abweichung der Sensorlage von der Erdbeschleunigungsrichtung.

Der von den Sensoren angezeigte Messwert ist gleich dem Sinus des Neigungswinkels. Die Messgenauigkeit beträgt $\pm 0,2 \text{ mm/m}$ innerhalb eines Messbereiches von $\pm 30^\circ$ aus der Vertikalen [GLÖTZL, 2000].

Zur Erhöhung der Messgenauigkeit und zur Ausschaltung von systematischen Messfehlern wurde bei jeder Messung grundsätzlich eine Umschlagsmessung mit um 180° gedrehter Sonde durchgeführt. Aus den Mittelwerten der aufsummierten Messwerte je Messreihe konnte der Bohrlochverlauf bzw. die absolute Lage des Messrohres ermittelt werden. Dabei müssen entweder die Kopfpunktkoordinaten (geodätische Vermessung) bestimmt oder der Fußpunkt als unverschieblich angenommen werden.

Die Deformation oder Verformung (Relativverschiebung) in jeder Messtiefe ergibt sich aus dem Vergleich zweier oder mehrerer zeitlich aufeinander folgender Messungen. Bild 3.20 zeigt das Messverfahren und die Arbeitsweise in einer Messachse.

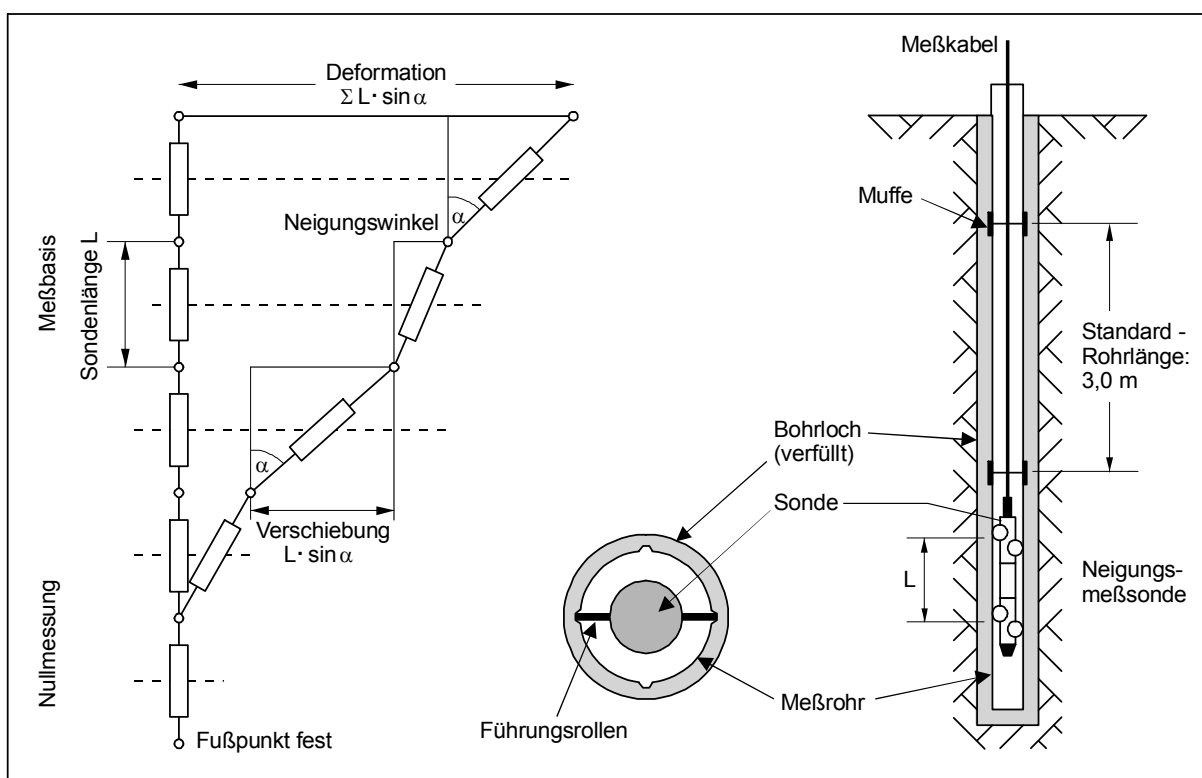


Bild 3.20: Messverfahren der Inklinometermessung [GATTERMANN, 1998]

Um die Verformungen der Spundwand infolge des Erd- und Wasserdruckes am CTA zu messen, wurden bauseitig an den Doppeltragbohlen Inklinometerführungskanäle angeschweißt. Ein Kanal besteht aus einem Vierkantstahl mit den Abmessungen $50 \times 50 \times 4$

mm und wird auf dem landseitigen Flansch der Tragbohle angebracht. Die genaue Führung der Sonde ist in den Diagonalen des Vierkantrohres gewährleistet.

Die Differenzen der Folgemessungen zur Nullmessung sind die Verformungen, die sich aufgrund des Baufortschrittes zum jeweiligen Messzeitpunkt eingestellt haben. Um gesicherte Aussagen über die absolute Lage des Messrohres und die eventuellen Fußpunktverschiebungen machen zu können, ist eine Kopfpunkteinmessung des Messrohres zum Zeitpunkt jeder Inklinometermessungen i.d.R. unabdingbar.

3.3.4 Verformungsmessungen (axial)

Das für die axialen Verformungsmessungen verwendete Gleitmikrometermessverfahren wird an dieser Stelle etwas ausführlicher beschrieben, um eine Verständnisbasis für die in Kapitel 5 beschriebenen, durchgeführten eigenen Feld- und Laboruntersuchungen zu schaffen.

Das Gleitmikrometer (Typ ISETH) ist ein hochpräzises Messgerät zur Ermittlung der relativen axialen Verschiebungen entlang einer Messlinie (z.B. Bohrloch). Dazu wird zunächst ein mit ringförmigen Messmarken bestücktes HPVC-Rohr entweder in einem Bohrloch durch Injektion mit dem Baukörper vermörtelt oder vor dem Betonieren an der Bewehrung befestigt. Das Injektionsgut besteht im Fels, Beton oder Stahl zumeist aus einer Zementsuspension. Bei langen Injektionsstrecken ist das Injektionsgut zusätzlich durch stabilisierende Additive, wie z. B. Bentonit, zu ergänzen, um ein Absetzen des Injektionsgutes zu vermindern.

Die sehr hohe Genauigkeit der Messungen mit dem Gleitmikrometer (Bild 3.21) beruht auf der Konstruktion der Messmarken nach dem Kugel-Kegel-Prinzip. Durch die Ausbildung der Messköpfe an der Sonde als Kugel und der Messmarken als Kegel kann durch gegenseitiges Andrücken die Position des Kugelmittelpunktes in Bezug auf den Kegel der Messmarken genau definiert werden [THUT, 1999].

Um die Sonde nach einer Drehung um 45° an den Messmarken vorbeiführen zu können, bestehen sowohl die Sondenköpfe als auch die Messmarken aus kreuzförmigen Ausschnitten einer Kugel bzw. eines Kegels.

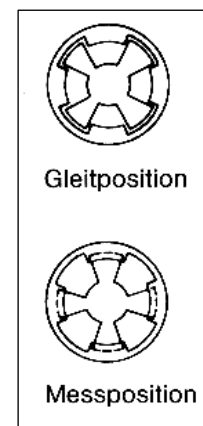
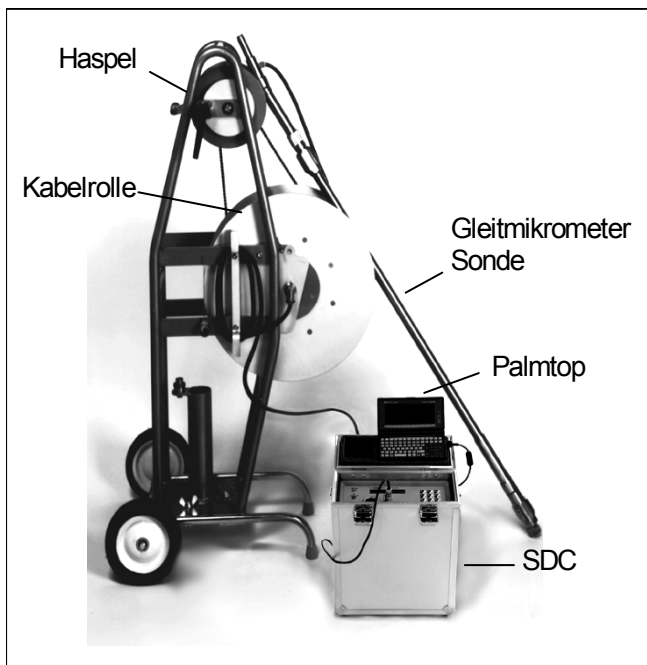
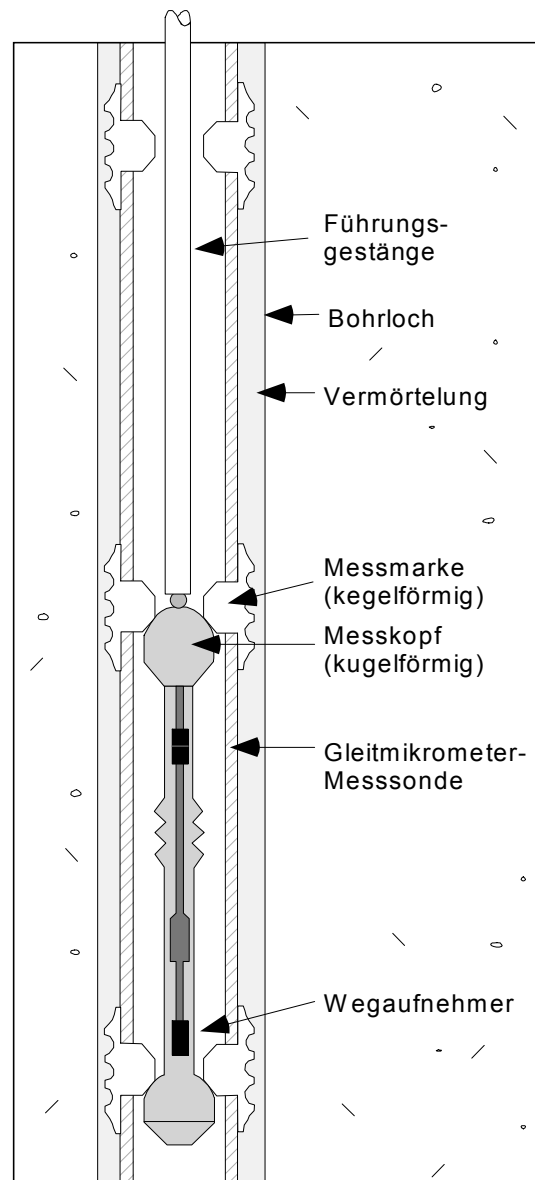
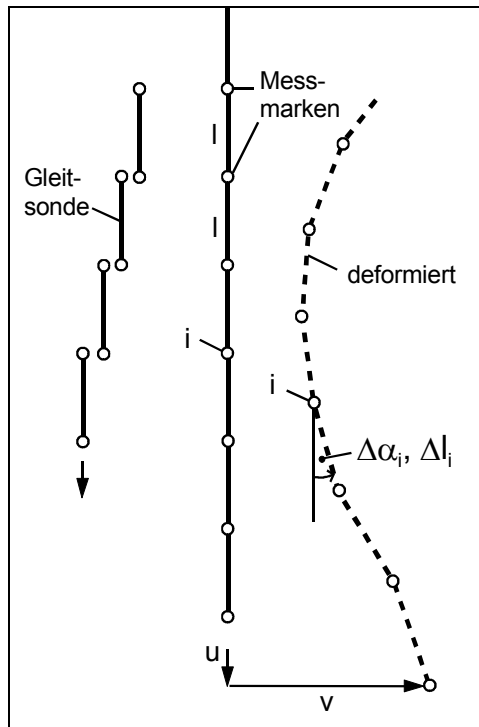


Bild 3.21: Instrumente und Funktion der Gleitmikrometersonde [THUT et al., 1999]

Die Messsonde wurde von der ETH Zürich entwickelt und in Lizenz von der Fa. Solexperts AG Zürich gebaut. Sie besteht aus zwei torsionssteifen, ineinander verschiebbaren Stangen. An den jeweiligen Enden befinden sich die Messköpfe, welche o. g. Positionierungseinrichtungen besitzen. Durch eine Feder, die für die Verspannung der Messsonde zwischen den Messköpfen sorgt, sind die beiden verschiebbaren Stangen miteinander verbunden. Die relative Verschiebung der beiden Messköpfe wird über eine interne Stange auf den induktiven Wegaufnehmer übertragen. Mit einem eingebauten Temperaturfühler kann zudem die temperaturabhängige Verformung berücksichtigt werden.

Der obere Messkopf ist mit einem zugfesten Kabel zur Übertragung der Messdaten und einem torsionssteifen Bedienungsgestänge verbunden. Durch das Bedienungsgestänge wird die Sonde im Messrohr schrittweise vom Messrohranfang bis zum Messrohrende gemäß dem Messmarkenabstand exakt zwischen den einzelnen Messmarken positioniert.

Da der Abstand der Messköpfe geringer als der Abstand der Messmarken ist, wird zunächst der untere der beiden Messköpfe an der entsprechenden Messmarke verankert. Nach dem Andrücken des unteren kugelförmigen Messkopfes gegen die kegelförmige Messmarke und anschließendem Ziehen wird der obere Messkopf gegen die entsprechende Messmarke gedrückt, wobei die Federkraft den Anpressdruck auf die untere Messmarke garantiert. Die erforderliche Zugkraft zur Streckung der Feder im Hüllrohr wird entweder über das Kabel oder das Bedienungsgestänge aufgebracht.

Die jeweiligen Messwerte werden mit einem Datenerfassungsgerät (SDC-Data-Controller) registriert und automatisch auf einem Computer aufgezeichnet oder manuell notiert. Die Messung wird so vom Messrohranfang bis zum Messrohrende durchgeführt (down-Messung). Zur Fehlerkompensation wird zusätzlich eine Rückmessung (up-Messung) durchgeführt. Das Messergebnis wird dabei in Digit angegeben. Hierbei entsprechen 1000 Digits 1 Promille, was bei einer Messbasis von 1000 mm 1 mm entspricht.

Das Gleitmikrometer besitzt eine mittlere Dehnungsmessempfindlichkeit von $1 \cdot 10^{-6}$ [-]. Der mittlere Fehler beträgt bei der Standardsonde $\pm 0,003$ mm/m, bei einer Sonderausführung (Softground Sonde) $\pm 0,03$ mm/m [SOLEXPPTS, 1999].

Die Standardsonde besitzt einen Messbereich von 10 mm (± 5 mm). Bei einer eventuell eintretenden Überschreitung des Messbereichs kann optional eine Sonde mit einem Messbereich von 20 mm (± 10 mm), 40 mm (± 20 mm) oder 100 mm (± 50 mm) als Sonderausführung eingesetzt werden. Die Messbasis beträgt bei allen Modellen $l_i = 1$ m. Eine

weitere Sonde mit einer Basislänge von 50 cm kann für spezielle Untersuchungen bei Messlinien mit einem Abstand von 0,5 m eingesetzt werden [THUT, 1983].

Die zur Messausrüstung gehörende Kalibrierstrecke aus Invarstahl erlaubt jederzeit die Prüfung des Nullpunktes und der Funktionstüchtigkeit der gesamten Messausrüstung. Durch die Kalibrierstrecke ist die Sonde zudem austauschbar, so dass folgende Messungen vergleichbar auch in Bezug zu vorangegangenen Messungen mit einer anderen Sonde weitergeführt werden können.

3.4 Numerische Berechnungen mit der Finiten-Element-Methode

Die Finite-Element-Methode (FEM) ist das am häufigsten eingesetzte Verfahren zur Berechnung komplexer Strukturen im Maschinen- und Apparatebau, der Fahrzeugtechnik, der Luft- und Raumfahrt sowie im Bauwesen. In diesen Bereichen der Strukturmechanik wurde die FEM zuerst eingesetzt bzw. eigens dafür entwickelt.

Da für wenige praktische Anwendungsfälle eine mathematisch geschlossene Lösung existiert, werden mit Hilfe der numerischen Methoden Näherungslösungen für das zu untersuchende Problem entwickelt

Die jeweiligen Probleme werden mit Differentialgleichungen beschrieben. Die für die rechnerische Simulation benötigte Differentialgleichung beschreibt an einem differentiell kleinen Teil (finites Element) das Verhalten der Struktur. Die Funktion, für die die Differentialgleichung aufgestellt wird, ist dabei eine charakteristische Größe. Für Festigkeitsprobleme ist dies die Verschiebung. Durch die Ableitung der Funktion nach den Koordinaten ermittelt man dann weitere gewünschte Größen wie z.B. Dehnungen und Spannungen.

Bei der Anwendung der numerischen Methode wird durch die erforderliche Diskretisierung erreicht, dass die unbekannte Funktion, die mit einer unendlich großen Anzahl von Parametern exakt in jedem Punkt des zu untersuchenden Bereiches ermittelt werden könnte, durch eine endliche Anzahl von Unbekannten ersetzt wird. Die FEM ist also ein bereichsweises numerisches Verfahren, das die Differentialgleichung des Kontinuums in ein algebraisches Gleichungssystem mit endlichen Unbekannten (diskretes System) überführt.

Das sich durch die Diskretisierung ergebende lineare oder nichtlineare Gleichungssystem liefert eine Näherungslösung der Differentialgleichung, dessen Genauigkeit von der Dis-

cretisierung abhängt. Der Lösungsansatz ist in der Regel ein Produktansatz, der aus der vorgegebenen Formfunktion und freien Koeffizienten besteht.

Im Bereich der Geotechnik wird die FEM in den verschiedensten Gebieten eingesetzt. Beispielhaft sind hier zu nennen: Spannungs-Verformungsanalysen für Tunnel und Kavernen, Dämme, Flach- und Tiefgründungen, tiefe Baugruben sowie Stabilitätsuntersuchungen von Böschungen oder Grundwasserströmungsberechnungen mit Schadstoffausbreitung.

Durch den Einsatz weiterentwickelter Soft- und Hardware scheinen der Komplexität der zu berechnenden Systeme keinerlei Grenzen gesetzt zu sein. Für viele Aufgabenstellungen haben sich daher kontinuumsmechanische Berechnungsmodelle nach der FEM für sichere und wirtschaftliche Dimensionierungen von Bauwerken bewährt.

Zur Berechnung des Tragwerksmodells der Kaikonstruktion (Kapitel 4) wurde die Finite-Element-Methode gewählt, weil sie sich auf verschiedenste Problemstellungen universell anwenden lässt und wesentliche Vorteile numerischer Berechnungsverfahren [SCHWEIGER, 1994] vereinigt:

- Komplexe Geometrien und Randwertprobleme sind abbildbar,
- einzelne Bauphasen sind vorgebbar,
- unterschiedliche Stoffgesetze mit linearen und nicht linearen Ansätzen sind auf die jeweiligen Problemstellungen abzustimmen und zu implementieren,
- Diskontinuitäten lassen sich mit Hilfe spezieller Elemente realisieren,
- schematischer Berechnungsablauf, der eine programmtechnische Umsetzung ermöglicht.

Zur Lösung der o. g. Aufgabenstellung wird eine einfache statische Spannungs- und Verformungsanalyse durchgeführt, d.h. aus den berechneten Verformungen werden Spannungen und Kräfte abgeleitet (s. Kapitel 6).

Zu der Methode der finiten Elemente sind seit vielen Jahren umfangreiche Schriften [z.B. AHRENS & DINKLER, 1994 und 1996] vorhanden, so dass hier auf eine umfangreiche Erläuterung verzichtet wird.

Bei numerischen Berechnungen in der Geotechnik sind einige fachspezifische Besonderheiten festzustellen:

- Es werden Problemstellungen in der Geotechnik untersucht, wo die geometrische Struktur sich über die Zeit verändern kann wie beispielsweise bei der Simulation der Abbaggerungszustände vor der Kaimauerwand.
- Das Kontinuum Boden ist zu Beginn der Berechnung i.A. nicht spannungsfrei. Die Bestimmung des eingepprägten primären Spannungszustandes ist noch immer problematisch, so dass bei der numerischen Berechnung i.A. Annahmen über die Primärspannungen getroffen werden müssen.
- Die Bestimmung des Grenzzustandes bereitet noch erhebliche Schwierigkeiten, auch wenn in den letzten Jahren Fortschritte erzielt wurden. Das Problem liegt in der wirklichkeitsnahen Modellierung des Material- bzw. Stabilitätsverhaltens von Geomaterialien. Vielfach geht dem Bruchzustand die Bildung von Scherzonen voraus, in denen sich die Verformungen konzentrieren und somit einen Übergang von einem Kontinuum in ein Diskontinuum markieren. Bei der Verwendung der FEM als Kontinuumsmethode können solche Übergänge nur mit erheblichem Aufwand näherungsweise berücksichtigt werden.
- Einer der wichtigsten Aspekte in der numerischen Berechnung ist das verwendete Stoffgesetz. Im Gegensatz zum Maschinenbau oder auch konstruktiven Ingenieurbau wird nicht mit Werkstoffen gearbeitet, die unter definierten Bedingungen mit bestimmten Kennwerten hergestellt werden. Für den anstehenden Boden ist das tatsächliche Materialverhalten in jedem Punkt des gewählten Berechnungsmodells nicht zu bestimmen. Anisotropien oder Inhomogenitäten sollten berücksichtigt werden. Weiterhin verhält sich der Boden oder Fels auch im Gebrauchszustand nichtlinear und manchmal auch zeitabhängig. Die Entwicklung realitätsnaher Stoffgesetze war und ist auch weiterhin Gegenstand internationaler Forschungen.

Für die Berechnung des Kaimauermodells wird ein elastisch-plastisches Stoffgesetz verwendet. Es repräsentiert die einfachste Form, die aus klassischen Grenzzustandsbetrachtungen bekannten Bruchkriterien im Rahmen der Plastizitätstheorie für numerische Methoden angewendet wird. Es berücksichtigt im Gegensatz zu elastischen Modellen irreversible Verformungen, wie sie in der Bodenmechanik meist auch bei geringen Belastungszuständen auftreten können, näherungsweise.

Als wichtigster Vertreter der elastisch-plastischen Modelle sei das Bruchkriterium nach Mohr-Coulomb angeführt. Der Nachteil dieses Kriteriums aus numerischer Sicht liegt dar-

in, dass es Unstetigkeitsstellen aufweist, die in der Programmierung gesondert berücksichtigt werden müssen. Daher wird das Mohr-Coulomb Kriterium oft durch das Drucker-Prager Modell ersetzt. Auf weitere Erläuterungen zu den Modellen wird an dieser Stelle verzichtet und auf die entsprechende Literatur verwiesen [z.B. SCHWEIGER, 1994; MAY-BAUM 1996].

Zusammenfassend ist zu sagen, dass numerische Methoden für komplexe Aufgabenstellungen vermehrt herangezogen werden. Trotz der teilweisen beschränkten Möglichkeit der Erfassung des tatsächlichen Materialverhaltens und der Ungewissheiten der Eingangsparameter bei geotechnischen Fragestellungen können wertvolle Hinweise auf das Spannungs- und Verformungsverhalten des Baugrundes erhalten werden. Auch kann die Wechselwirkung zwischen Baugrund und Bauwerk in angenäherter Form berücksichtigt werden.

4 In-situ-Versuch

4.1 Beschreibung des Bauvorhabens

Im Zuge der Hafenerweiterung der Stadt Hamburg wurde die als BALLINKAI benannte Kaianlage des Container Terminals Altenwerder (CTA) in zwei Bauabschnitten hergestellt. Albert Ballin (1857 – 1918) war von 1899 bis zu seinem Freitod Generaldirektor bei der Hamburg-Amerikanische-Pakettfahrt-Aktien-Gesellschaft (Hapag).

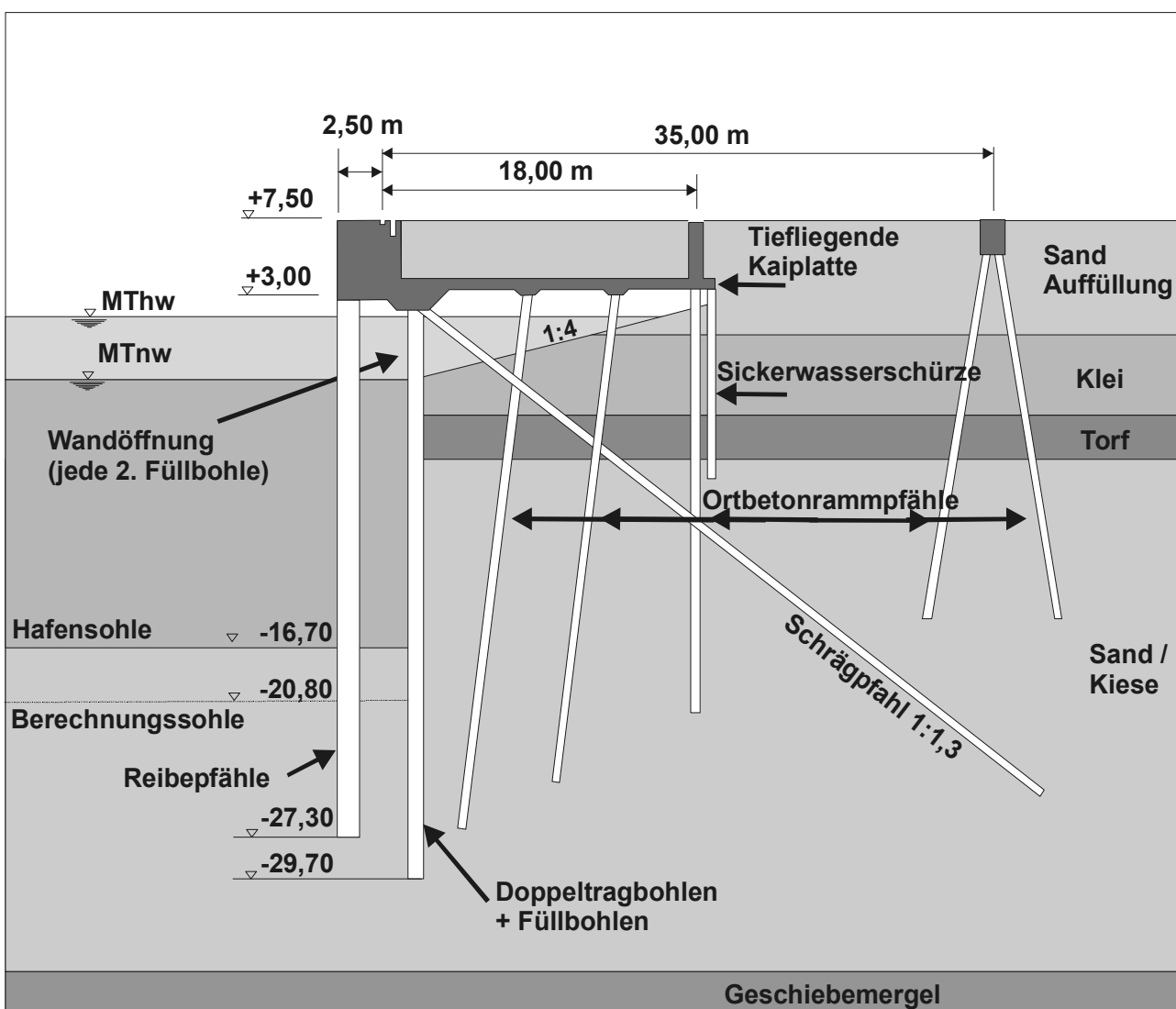


Bild 4.1 Querschnitt der Kaimauerkonstruktion CT Altenwerder 1. BA [nach STROM- UND HAFENBAU, 1999]

Insgesamt wurden vier Liegeplätze mit einer nutzbaren Länge von ca. 1400 m hergestellt.

Die Terminalfläche (OK Kaifläche) wurde sturmflutsicher auf NN +7,50 m für neueste Umschlagstechniken konzipiert. Bei einer Hafensohle von NN –16,70 m ergibt sich ein Geländesprung von 24,20 m. Die Kaimauer wurde mit Containerbrücken mit einer Kranspurbreite von 35 m ausgerüstet.

Auf Grund der variierenden Baugrundverhältnisse im Bereich des gesamten Baufeldes wurde die nachfolgend beschriebene Konstruktion der Kaianlage des 1. BA für den 2. BA geringfügig verändert. Im zweiten Bauabschnitt steht der Geschiebemergel höher an als im ersten Bauabschnitt. Die Bauteile des 2. BA und deren Abmessungen (exemplarisch Block 46) stehen in Klammern.

Die Kaimauerkonstruktion (Bild 4.1: 1. BA) sieht zur Aufnahme der vertikalen Lasten am Kaimauerkopf Reibepfähle und eine gemischte Spundwand vor. Die Spundwand wurde in einen suspensionsgestützten, 1,20 m breiten Schlitz eingestellt und auf den letzten 4,40 m (5,70 m) eingerammt. Sie besteht aus Doppeltragbohlen Arbed DB HZ975A-24 S 390 GP (HZ975B-24 S 430 GP) mit einer Länge von $L = 32,60\text{ m}$ (33,90 m) und zwei halben Füllbohlen AZ 18-10 S 240 GP (AZ 13-10 S 240 GP) mit einer Länge von $L = 27,45\text{ m}$. Die Suspension war mit Zement versetzt und härtete nach dem Einstellen der Bohlen aus.

Vor der Spundwand wurden zur Aufnahme der Vertikallasten Reibepfähle $\varnothing 1219,2 \times 16\text{ mm S 355 GP}$ mit einer Länge von $L = 30,30\text{ m}$ (35,00 m) und einem Abstand von $a = 4,98\text{ m}$ (3,82 m) angeordnet. Die Reibepfähle dienen zusätzlich zur Verminderung der Kolkgefahr durch selbstständig an- und abliegende Containerschiffe.

Die tiefliegende Kaiplatte liegt auf zwei mit $n = 8:1$ geneigten Pfahlreihen und einer vertikalen Pfahlreihe. Im zweiten BA ruht die Kaiplatte auf drei geneigten Pfahlreihen: $n = 16:1$; $n = 10:1$; $n = 8:1$. Die rückwärtige Schiene für die Containerbrücke mit der Kranspurbreite von 35,0 m wurde auf einem Pfahlbock gegründet. Alle Pfähle wurden als Ortbeton-Rammpfähle aus B35 mit einem Durchmesser von 51 cm hergestellt.

Die horizontalen Kräfte werden über Schrägpfähle HTM 600/136 S 355 GP, die am Kaimauerkopf im Beton verankert sind, in den Baugrund abgetragen. Die Schrägpfähle besitzen einen mittleren Abstand von $a = 2,95\text{ m}$ (2,35 m), eine Neigung von $n = 1:1,3$ (1:1,4) und eine Länge von $L = 46,0\text{ m}$ (44,20 m).

Zur Verringerung oder Vermeidung von Wasserüberdrücken infolge der Tide sind in der Spundwand Öffnungen in jeder zweiten Füll- bzw. Zwischenbohle vorgesehen. Durch die-

se ca. 4,0 m hohen Öffnungen kann der Boden unterhalb der Kaiplatte beim bzw. nach Abbagern des Bodens vor der Wand ausfließen. Infolge der Tidebewegungen des Hafenwassers und des aufgefüllten Bodens wird planmäßig eine Böschungsneigung von ca. $n = 1:4$ erwartet.

4.2 Bauablauf

Das Bauwerk wurde als so genannte „Landbaustelle“ (Bild 4.2) geplant und ausgeführt, d.h., sämtliche Arbeiten zur Erstellung der einzelnen Gewerke wurden von einer Arbeitsebene auf festem Baugrund (ggf. aufgefüllt) ausgeführt. Es unterscheidet sich damit von einer „Wasserbaustelle“. Nach Fertigstellung der Kaimauer mit den Gründungs- und Verankerungselementen wurde mit der Abaggerung des ab der Kote NN +4,0 m vor der Kaimauer anstehenden Bodens begonnen. Der Bau des ersten Bauabschnittes der Kaianlage startete im April 1999. Der Bau des zweiten Abschnittes erfolgte ab Juli 2001.

Die Herstellung der Kaikonstruktionen als „Landbaustelle“ bzw. „Wasserbaustelle“ hat bedingt durch eine unterschiedliche Herstellungsreihenfolge Auswirkungen auf die Beanspruchung der tragenden Konstruktionsteile, vorwiegend auf den Schrägpfehl.

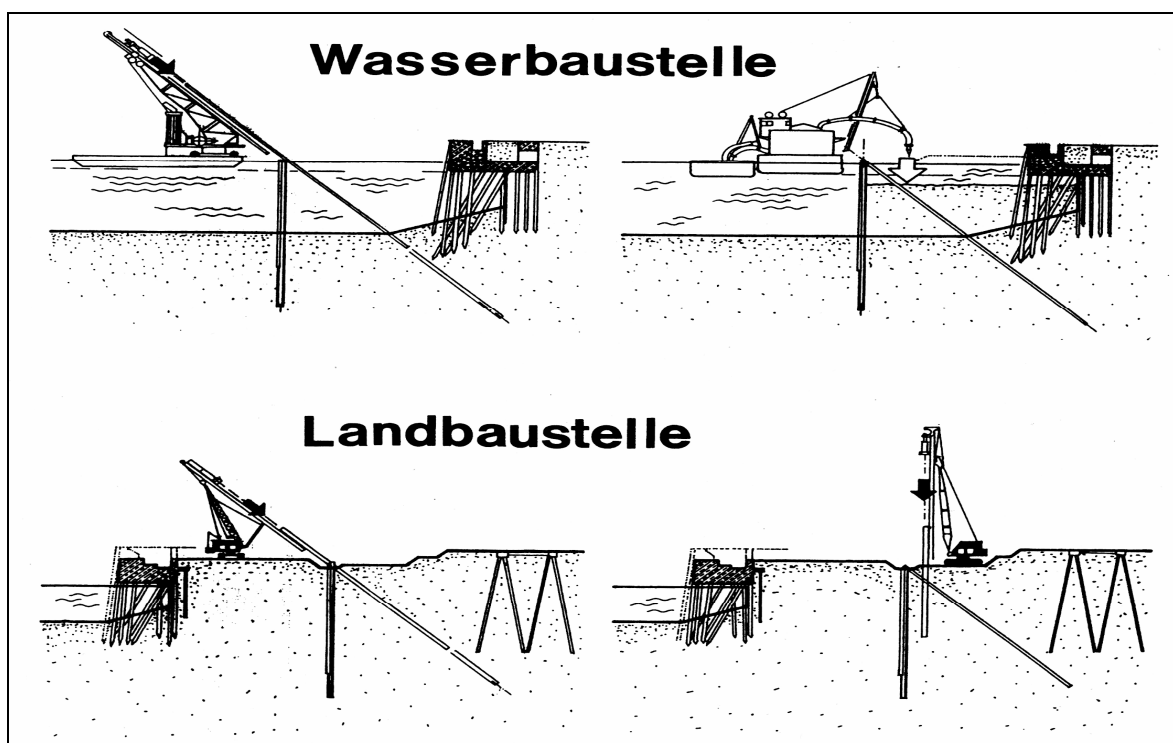


Bild 4.2 Darstellung Land- und Wasserbaustelle

Bei einer Landbaustelle werden die Schrägpfähle komplett nach Herstellung der Kaimauerwand in den gewachsenen Boden gerammt. Dann erfolgt das Einbringen der Ortbetonrammpfähle. Bei einer Wasserbaustelle werden die Schrägpfähle nach Herstellung der Kaimauerwand in den tiefer anstehenden Baugrund eingerammt. Anschließend wird der Bereich hinter der Wand verfüllt (Einspülen von Sand).

Durch das nachfolgende Einrammen der Ortbetonrammpfähle und das gleichzeitige Verdichten des eingespülten Sandes werden deutlich größere Biegeverformungen am rückverankernden Schrägpfahl hervorgerufen [POWROSCHNIK, 1993; GATTERMANN, 1999]. Diese Verformungen sind im Verhältnis zu einer Landbaustelle ca. 10-fach größer [BERGS et al., 2000].

Exemplarisch wird der Einbau- und Herstellvorgang der einzelnen Konstruktionsteile am 30,55 m langen Block 46 (Bild 4.3) aufgezeigt:

Nach dem Einrütteln und Nachrammen der 8 Reibepfähle (Achse A) wurde die gemischte Spundwand (Achse B: 13 Elemente) in einen suspensionsgestützten Schlitz eingestellt und zur Erhöhung der aufnehmbaren Last auf den letzten Metern eingerammt. Im Bereich der Zwischenbohlen wurden die 12 Schrägpfähle angesetzt, die vorher in zwei Teillängen angeliefert und vor Ort verschweißt wurden, und mit der vorgegebenen Neigung mit Hilfe eines Hängemäklers eingerammt. Dann folgten die drei Ortbetonrammpfahlreihen (Achsen C, D und F) mit entsprechender Neigung (insgesamt 30 Pfähle) in Richtung Sickerwasserschürze (Achse G), die anschließend eingerüttelt wurde. Danach wurde die Oberfläche für die tief liegende Kaiplatte profiliert, die Sauberkeitsschicht hergestellt, die Schalung aufgestellt, bewehrt und betoniert. Zum Abschluss wurde der Kaikopf geschalt, bewehrt und betoniert.

Die Herstellung des fugenlosen Kranbahnbalkens auf eigenem Pfahlbock (Achse H) erfolgte vorab und unabhängig von der Kaikonstruktion.

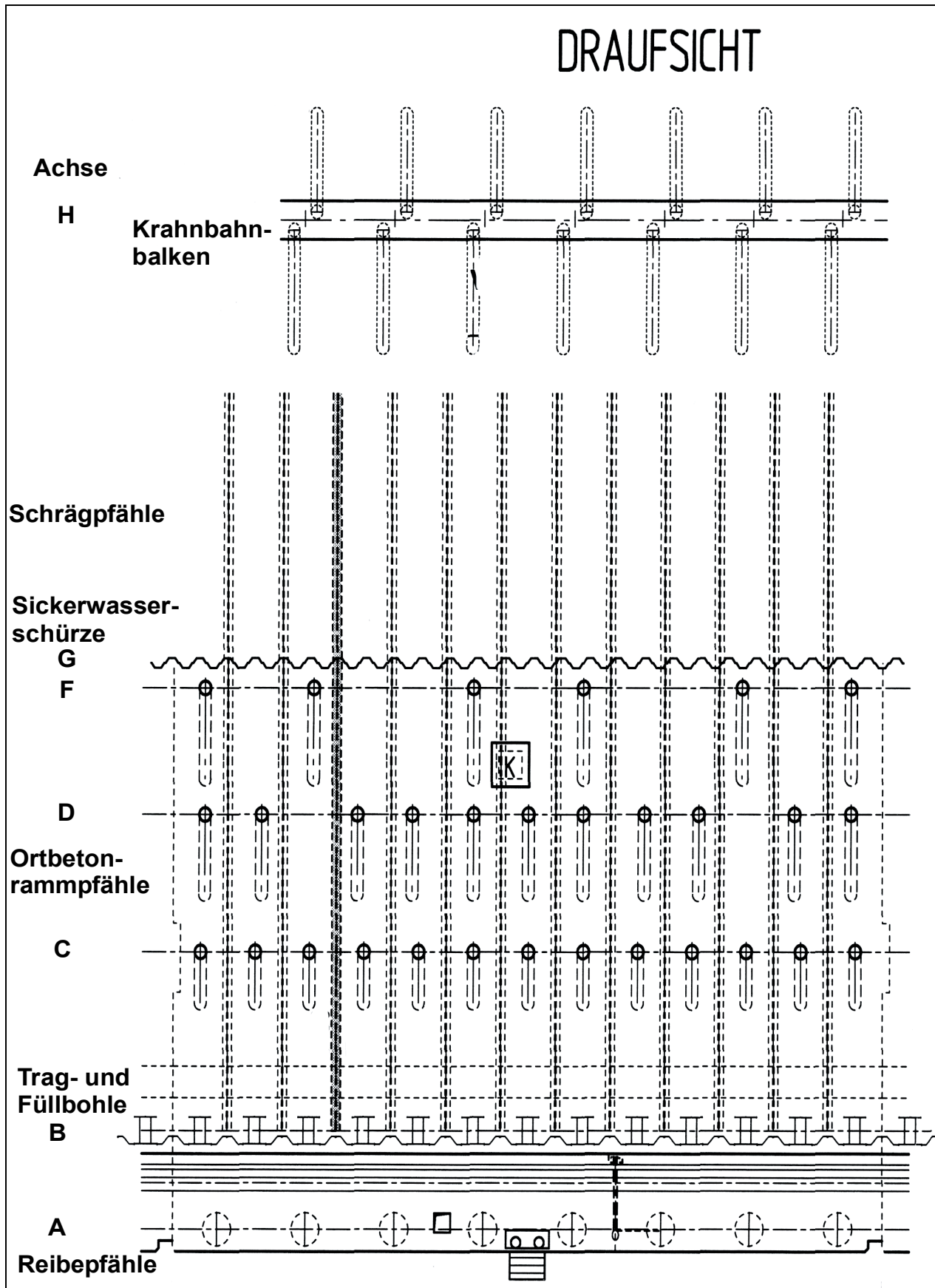


Bild 4.3 Draufsicht Block 46 [ARGE Kaimauer Altenwerder 2.BA, 2001]

Im Nachgang wurde Boden auf der Wasserseite abgebagert und hinter den Kaikopf als tragfähige Auffüllung auf der Kaiplatte wieder eingebaut. Den Abschluss bildeten die Abaggerungsarbeiten bis zur geplanten Hafensohle.

4.3 Beschreibung des Baugrundes

Der Baugrund im Bereich des Hamburger Hafens ist eiszeitlich geprägt. Im 1. BA wurden sowohl in Block 10 als auch in Block 20 jeweils acht Bohrungen von der Geländeoberkante (GOK) abgeteuft. Sechs der acht Bohrungen, die zum Einbau der kombinierten Spannungsgeber hergestellt wurden, bohrte man von GOK (\sim NN +4,50 m) bis auf eine Tiefe von NN –26,00 m ab. Die übrigen Bohrungen wurden bis zu einer Tiefe von NN –8,00 m hergestellt. Im Block 46 schlossen lediglich zwei Bohrungen im Bereich der Kaimauerwand und des Kranbahnbalkens den Baugrund weiter auf, weil hier keine Spannungsgeber eingebaut wurden.

Aus den Bohrprotokollen ergibt sich der typische heterogene Baugrundaufbau für Hamburger Verhältnisse.

Im 1. BA liegt unter einer ca. 6,0 m bis ca. 11,0 m dicken Auffüllungsschicht bestehend aus Sanden und Kiesen sowie z.T. Bauschutt und Steinen eine sandige, tonige Schluffschicht bzw. Klei mit einer Mächtigkeit von ca. 0,5 m bis ca. 3,5 m vor. In Block 10 folgt darunter eine ca. 2,5 m dicke Torfschicht.

Unterhalb der torfigen bzw. bindigen quartären Deckschichten stehen Sande mit z.T. geringen Kiesanteilen in einer Dicke von mehreren Metern an, die unterlagert werden von einer ca. 2,0 m bis ca. 11,0 m mächtigen Kiesschicht (Übergang von holozänen zu pleistozänen Schichten). Darunter folgt wieder eine Sandschicht mit einer Dicke von ca. 6,0 m bis ca. 10,0 m (z.T. tonig, schluffig, kiesig). Im Block 10 steht im Bereich des Spundwandfußes liegend eine quartäre Schicht aus Kiesen vermengt mit Steinen an. Im Block 20 folgt unter der Sandschicht ein Geschiebemergel, in dem die Spundwand einbindet.

Der 2. BA zeigt einen ähnlichen Baugrundaufbau, jedoch mit einer hoch liegenden Geschiebemergelschicht aus dem Tertiär, die im 1. BA nur teilweise erreicht wird. Unter einer ca. 9 m mächtigen Auffüllschicht aus Sanden liegt eine 1 m dicke Kleischicht. Unterlagert wird die Kleischicht von Sanden von ca. 2,5 m Mächtigkeit. Unterhalb dieser Sande stehen Kiese in einer Dicke von 7 m an. Ab einer Tiefe von NN –15,00 m folgt bis ca. NN –24,5 m

ein Geschiebemergel, der eine weiche Konsistenz besitzt. Darunter stehen bis zur Endteufe der Bohrungen Sande und Kiese an. Diese Sande und Kiese dürften vom Geschiebemergel umschlossen sein. Der Geschiebemergelhorizont fällt von der Kaimauerwand landeinwärts weiter ab, so dass der Schrägpfahl im Sand und Kies einbindet.

Bild 4.4 zeigt einen zusammenfassenden Überblick auf den vereinfachten Baugrundaufbau entlang der Kaimauer im Schnitt.

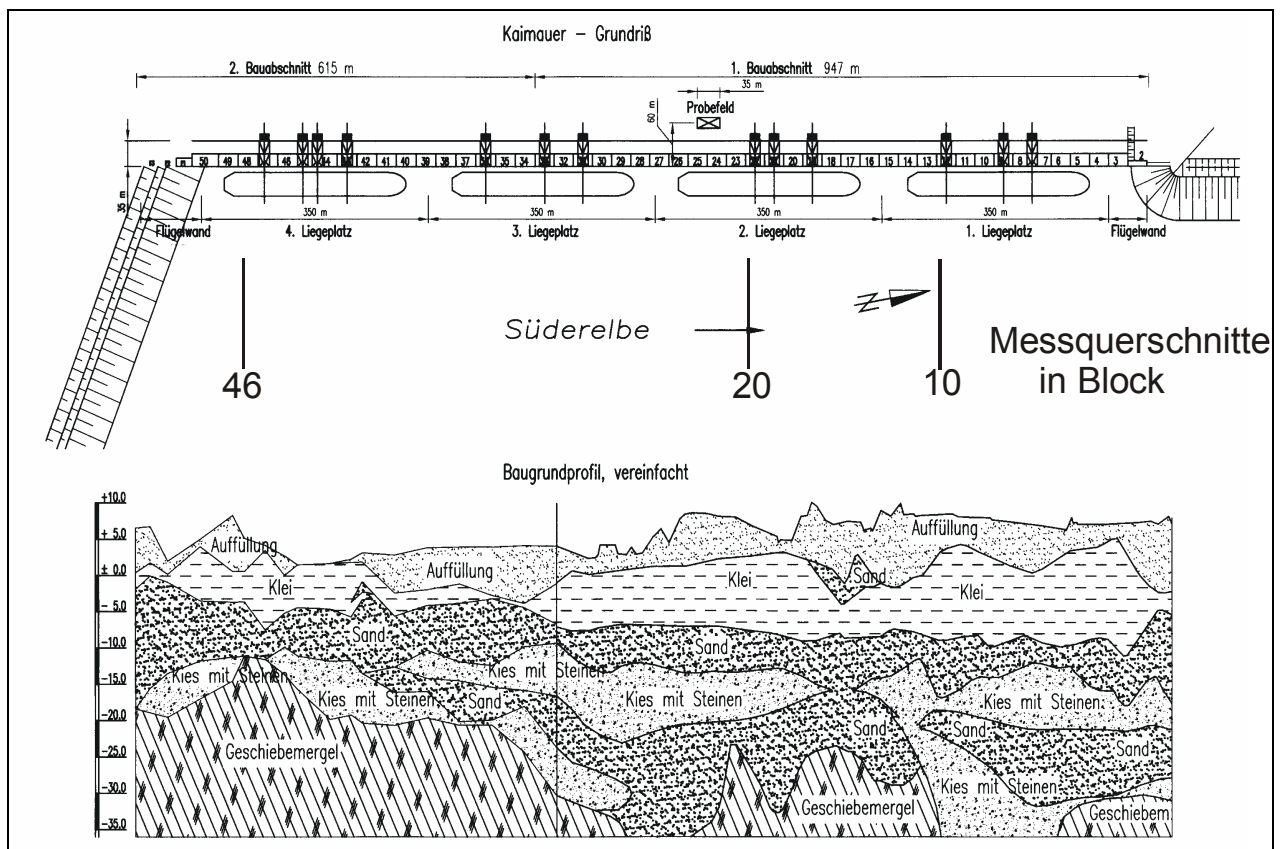


Bild 4.4 Überblick Kaimauergrundriss und Baugrundprofil [LINDER et al., 2003]

Die 50 einzelnen Blöcke der gesamten Kaimauer wurden für die statische Berechnung in Gruppen zusammengefasst, denen verschiedene Berechnungsprofile zugeordnet wurden. Die jeweiligen Berechnungsprofile resultierten aus den während der Planungsphase durchgeführten Baugrunderkundungen. Diese Ergebnisse stimmen weitestgehend mit den o.g. Bohrungen für die Spannungsgeber überein. Bild 4.5 zeigt die drei Baugrundprofile an der Kaimauerwand für die Blöcke 10, 20 und 46.

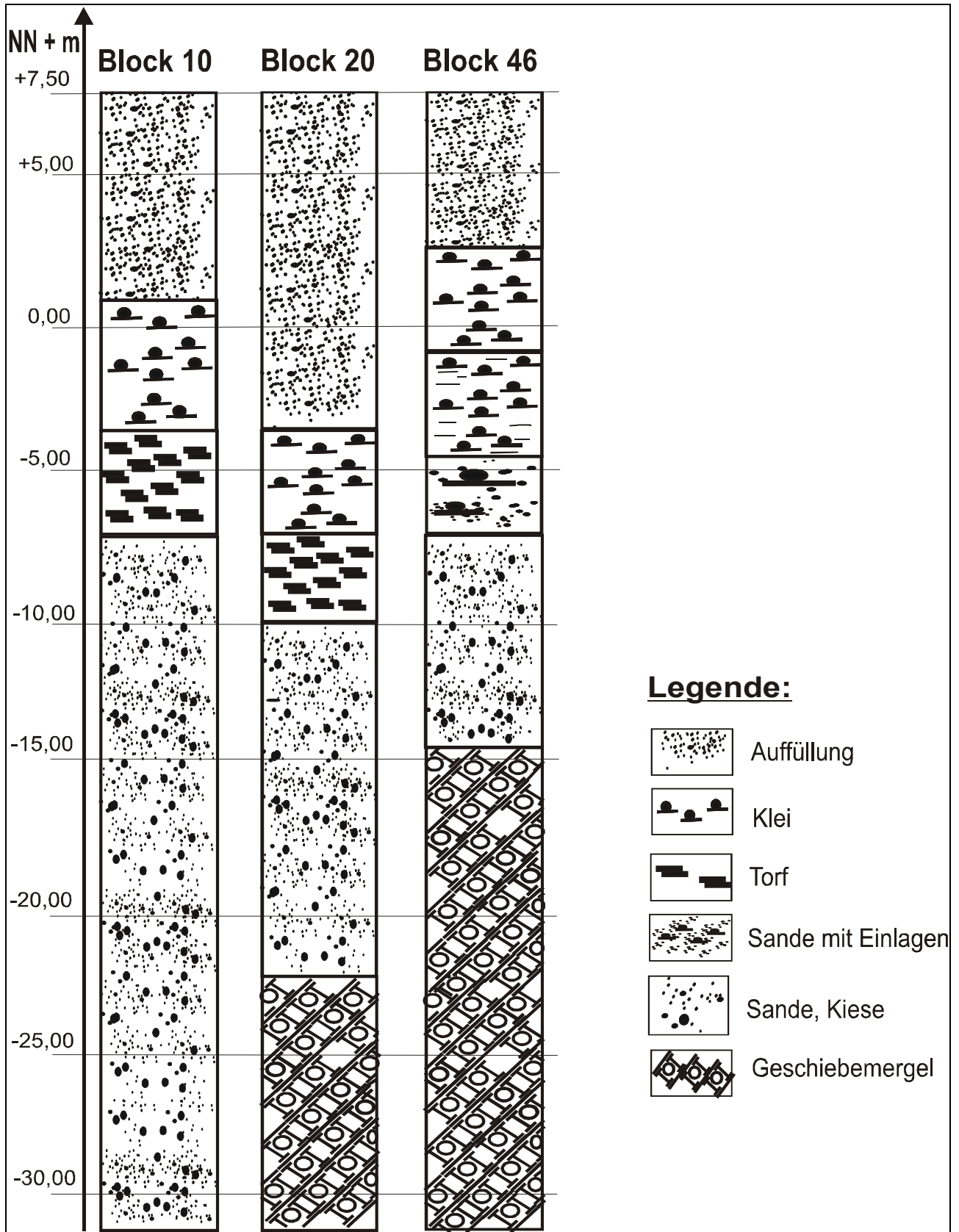


Bild 4.5 **Baugrundprofile in den Blöcken 10, 20 und 46**

Die Tabelle 4.1 zeigt die nach EAU 1990 (E 96) abgeminderten Rechenwerte für die entsprechenden Bodenschichten, die nach Auswertung von Laborversuchen für die statische Berechnung angesetzt wurden. Der Wasserstand in der Auffüllung steht hinter der Sickerwasserschürze nach Auswertung der vorliegenden Pegelmessungen in Höhe von ca. NN +4,20 m bis ca. NN +4,70 m als oberster Grundwasserhorizont an. Die Wasserspiegelhöhe des so genannten Stauwassers wird durch die örtlich unterschiedlichen Abflussmöglichkeiten sowie durch Niederschlagsmengen bestimmt. Die bindigen Weichschichten trennen das Stauwasser vom nächsten Grundwasserleiter. Vor der Kaimauer bewegt sich der mittlere Tidewasserstand zwischen NN +2,0 m und NN -1,50 m.

Tabelle 4.1: Rechenwerte der anstehenden Bodenarten

| Rechenwerte (cal-Werte) | | | | | | | |
|-----------------------------|------|--------------------|-----------------|---------|-------------------------|------------------|------------------|
| Bodenart | | Wichte | Scherfestigkeit | | Wandreibungs- winkel | Steifemo- dul | Boden- klasse |
| | | γ / γ' | φ' | c' | δ | E _s | |
| | | [kN/m³] | [°] | [kN/m²] | [°] | [kN/m²] | DIN 18300 |
| Sand / Auffüllung | | 18 / 10 | 30 | 0 | 2/3 | 10 | 3, 4 |
| org. Weich- schichten | Klei | 16 / 6 | 20 | 10 | 2/3 | 1,5 | 2 – 5 |
| | Torf | 12 / 2 | 20 | 10 | 2/3 | 0,7 | 2 – 4 |
| Sand mit Klei | | 18 / 10 | 27,5 | 0 | 2/3 | 5 | 3, 4 |
| Sande / Kiese | | 19 / 11 | 35 | 0 | 2/3 | 100 | 3 |
| Geschiebemergel | | 22 / 12 | 30 | 10 | 2/3 | 50 | 4, 5 |
| Mergel / Sande | | 20 / 10 | 32,5 | 5 | 2/3 | 50 | 4, 5 |

4.4 Messprogramm

4.4.1 Beschreibung des Messprogramms

Das Messprogramm umfasst wie oben bereits erläutert Gleitmikrometermessungen, Inklinometermessungen und Erddruck- und Porenwasserdruckmessungen. Zusätzlich wurden vom Amt Strom- und Hafenbau auszugsweise Pegelstände von Grundwassermessstellen, Peilmessungen der Hafensohle vor der Kaimauerwand und geodätische Messungen des Kaikopfes und des Kranbahnbalkens zur Verfügung gestellt.

Im Folgenden wird das gesamte Messprogramm mit den Messungen an den jeweiligen Bauteilen erläutert (Bild 4.6).

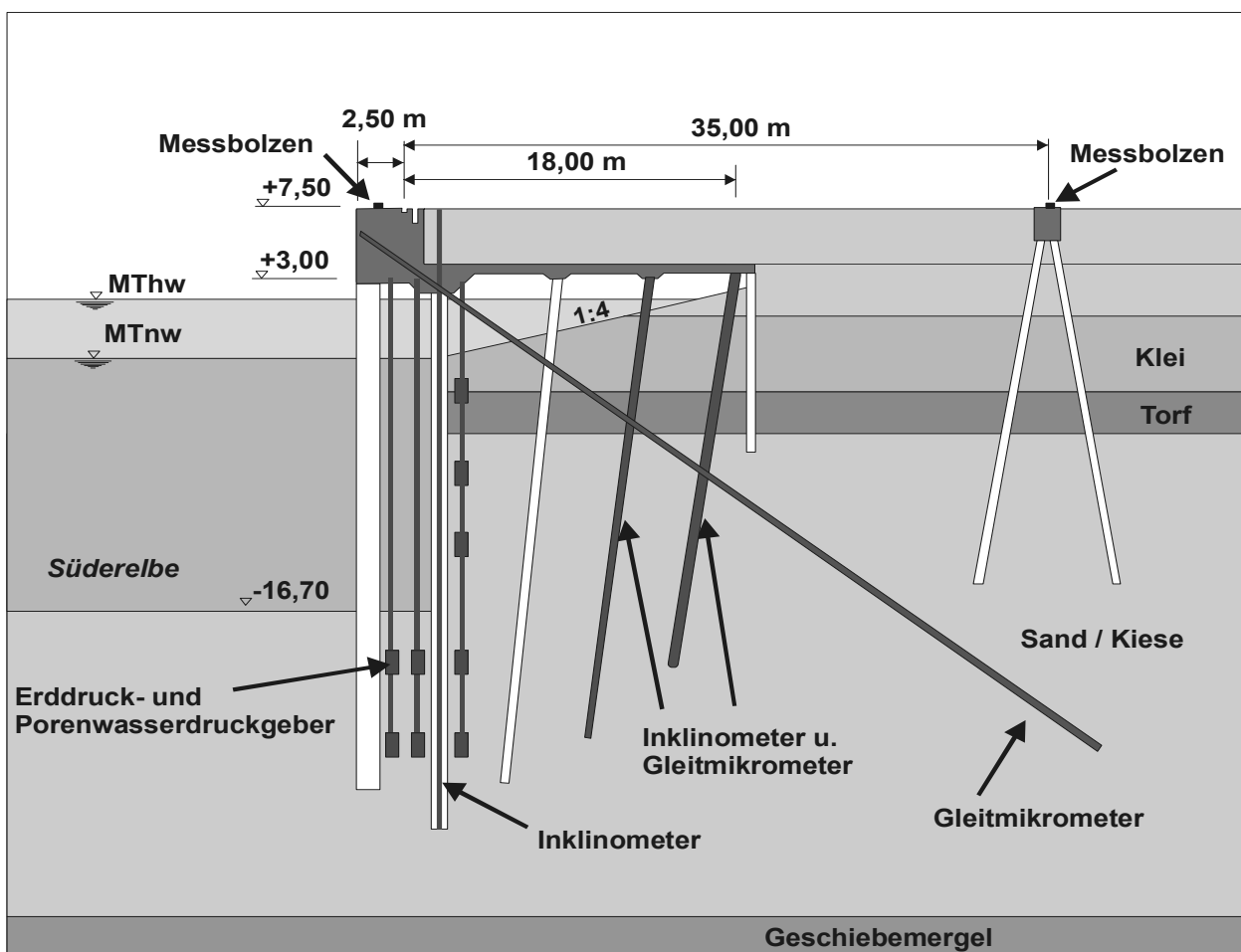


Bild 4.6 Gesamtüberblick auf die eingesetzten Messsysteme im Schnitt

Insgesamt wurde entlang der Kaimauerkonstruktion in drei Blöcken (Block 10, 20 und 46) jeweils ein Messquerschnitt eingerichtet (Bilder 4.7 und 4.8).

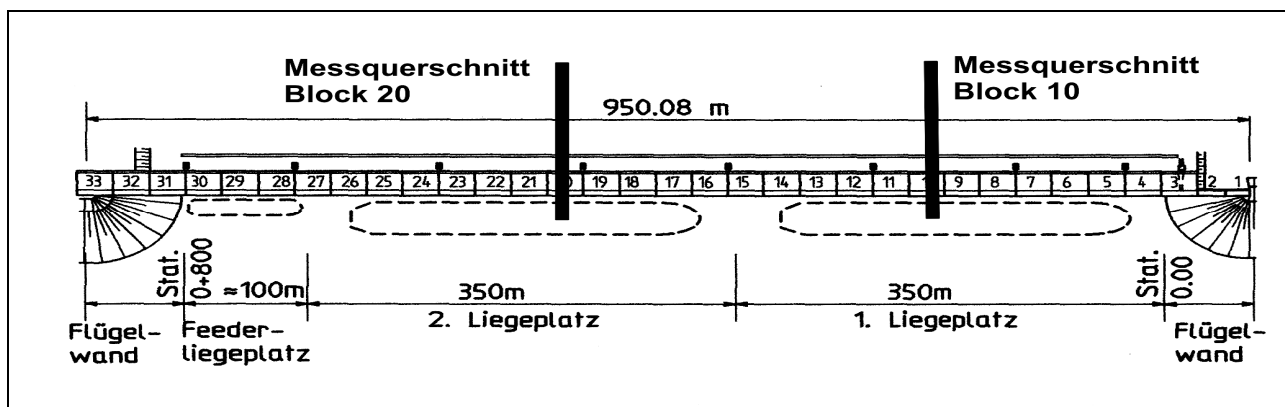


Bild 4.7 Lage Messquerschnitte im 1.BA

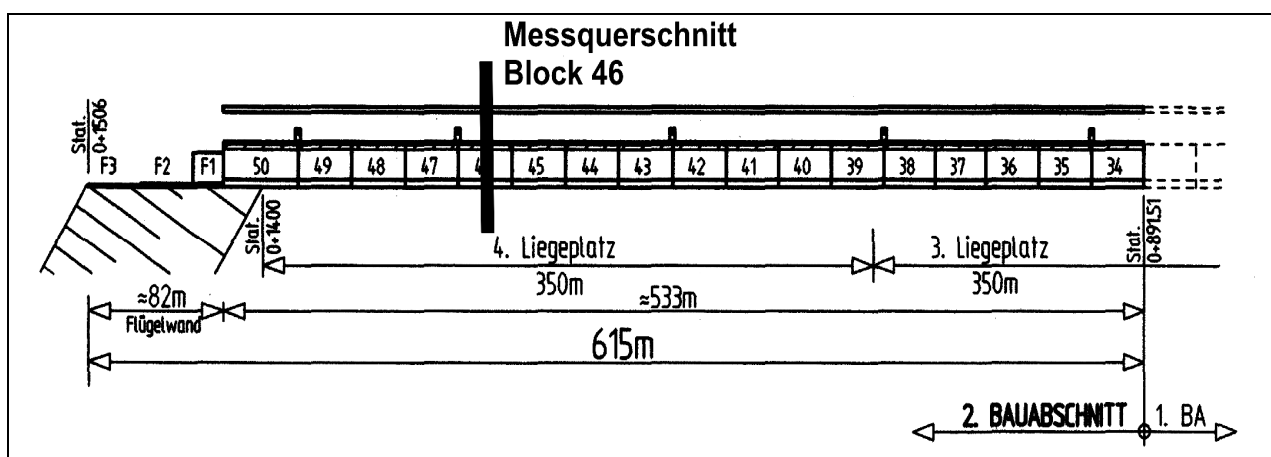


Bild 4.8 Lage Messquerschnitt im 2.BA

In Block 10, 20 und 46 wurden Hüllrohre für das Gleitmikrometer (GMM) am Schrägpfehl (Bild 4.9) und Messrohre für das Inklinometer (IKL) an der Tragbohle (Bild 4.10) angeschweißt. Die elektrisch messenden Erddruck- und Porenwasserdruckgeber (EDK und PWD) wurden in Block 10 und 20 vor und hinter der Kaimauerwand (Achse B) eingebaut. Die elektrischen kombinierten Spannungsgeber wurden jeweils doppelt als redundantes System eingesetzt (Bild 4.11).



Hüllrohr für Messeinrichtung am Schrägpfahl

Maße in mm

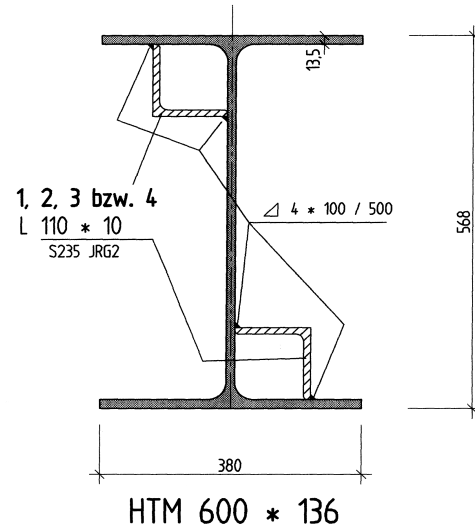


Bild 4.9 Gleitmikromettermessrohr am Schrägpfahl

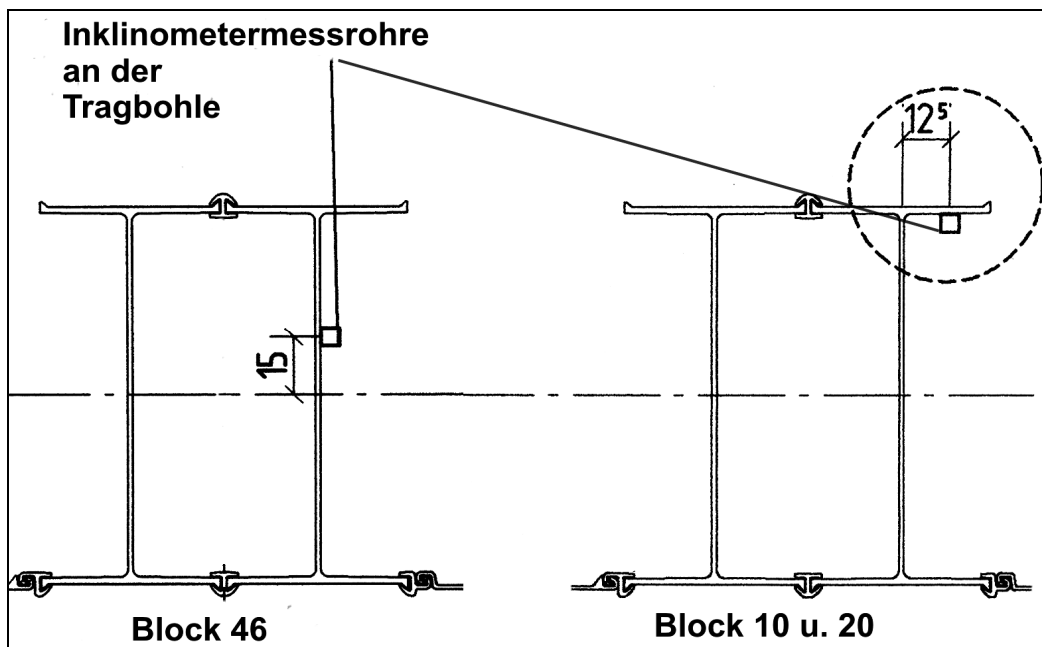


Bild 4.10 Inklinometermessrohr an der Tragbohle

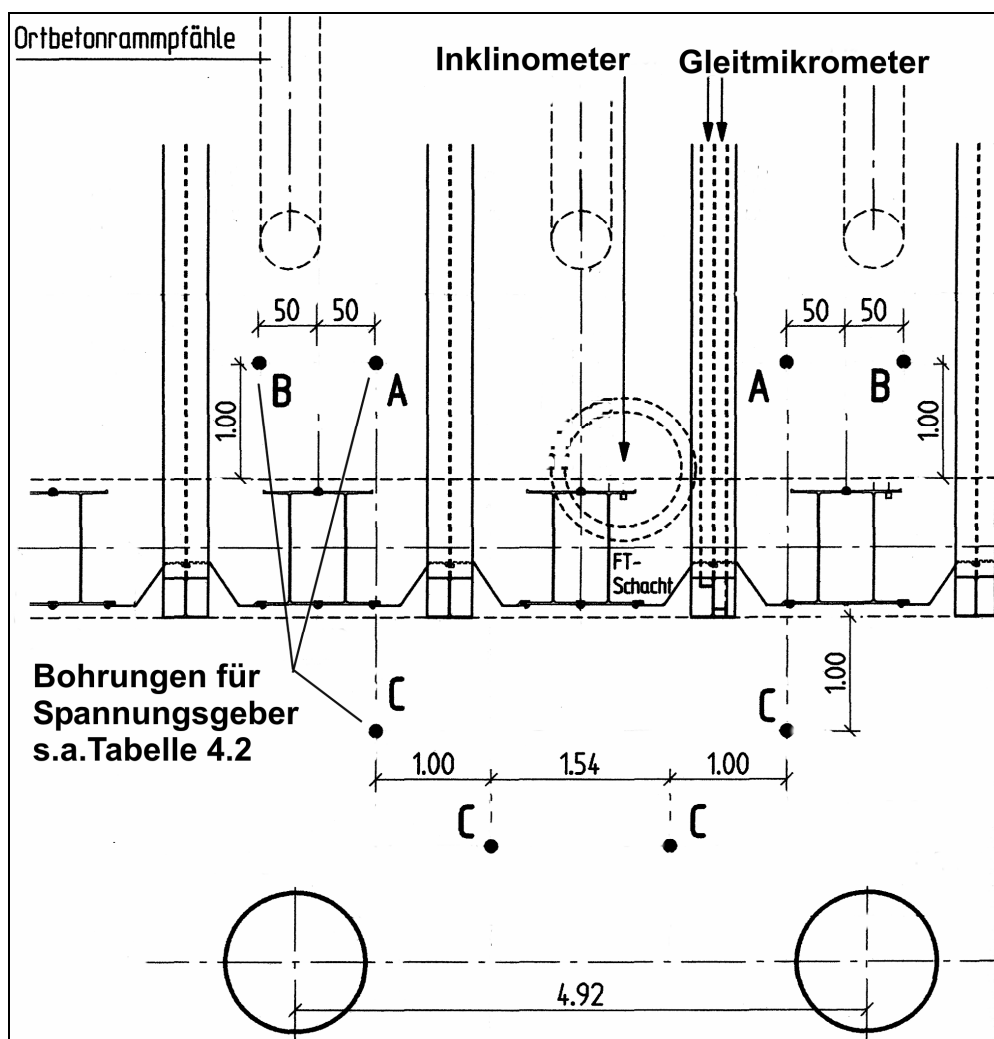


Bild 4.11 Lageplan der Bohrungen für EDK und PWD im Grundriss

Tabelle 4.2: Lage und Tiefe der kombinierten Spannungsgeber

| Punkt | Bohrung nummer | OK Bohrung | UK Bohrung | Solltiefenlage Spannungsgeber |
|-------|--|------------|------------|-------------------------------|
| | Block 10 / Block 20 | NN + m | NN + m | NN + m |
| A | 2519 / 2527 2520 / 2528 | + 4,0 | - 26,0 | - 26,0; - 21,0; - 16,0 |
| B | 2518 / 2526 2521 / 2529 | + 4,0 | - 8,0 | - 8,0; - 3,5 |
| C | 2522 / 2530 2523 / 2531 2524 / 2532 2525 / 2533 | + 3,5 | - 26,0 | - 26,0; - 21,0 |

Im 2. BA wurden im Block 46 zusätzlich Messrohre für das GMM und IKL an den Ortbetonrammpfählen (Bild 4.12) in Achse D und F installiert. Auf die kombinierten Spannungsgeber wurde verzichtet.

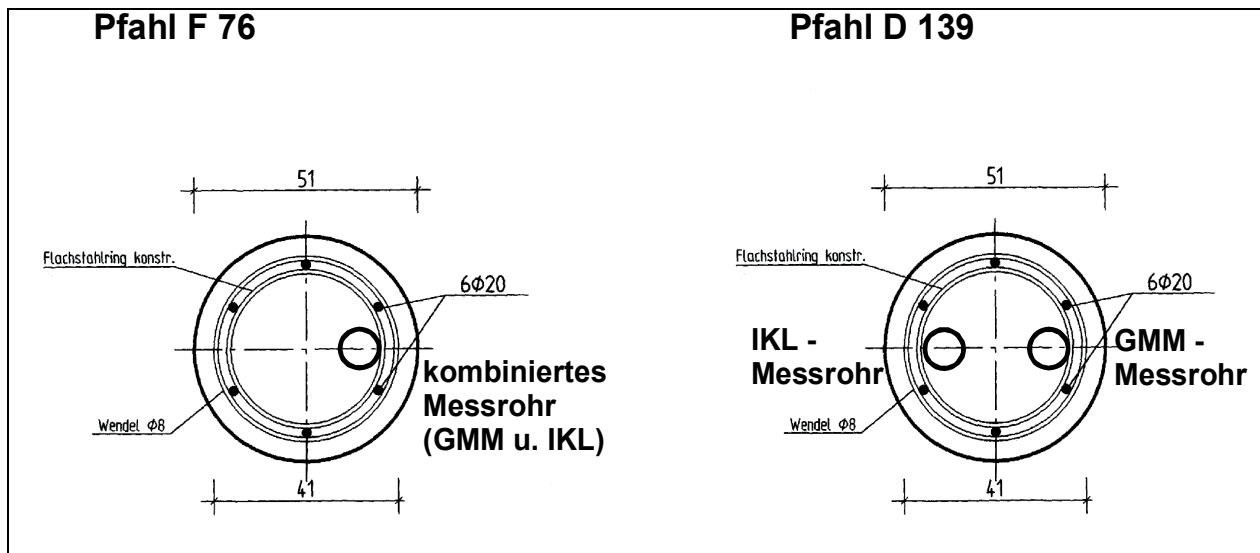


Bild 4.12 Gleitmikrometer- und Inklinometerrohre in den Ortbetonrammpfählen

Für die verschiedenen Messsysteme wurden folgende Bezeichnungen eingeführt:

Die Inklinometermessrohre an der Tragbohle bekamen die Bezeichnungen Messstelle (MS) 10, 20 oder 40 entsprechend der jeweiligen Blockzugehörigkeit (Block 10, 20 und 46). Die beiden einzelnen Messrohre für das Gleitmikrometer an den jeweiligen Schrägpfählen wurden mit den Endungen 1 und 2 je nach Blockzugehörigkeit gekennzeichnet: MS 11, 21 oder 41 für das oben liegende Messrohr, analog dazu MS 12, 22 oder 42 für das unten liegende Messrohr. Die Messstellen für das GMM und das IKL in den Ortbetonrammpfählen wurden nach der bauseits gewählten Achsenbezeichnung und Durchnummerierung der Pfähle benannt: MS D 139 und MS F 76. Die Erddruck- und Porenwasserdruckgeber wurden entsprechend ihrer Blockzugehörigkeit, ihrer Einbauposition bzgl. der Kaimauerwand, ihrer Geberart, ihrer Bohrlochnummerierung und ihrer Einbautiefe unterschieden: Block 10, Landseite, PWD 2518 -3,5 m.

Für die geodätischen Messungen wurden pro Block 2 Messbolzen in die Kaikopfoberfläche eingeschlagen, auf dem Kranbahnbalken ein Messbolzen. Diese Messungen wurden von einem Vermessungsbüro durchgeführt.

Für die Inklinometermessungen wurden als örtliches Koordinatensystem die Längsachse der Kaimauer und senkrecht dazu die Hauptverformungsrichtung zur Wasserseite benutzt. Die ermittelten Neigungen wurden unter Berücksichtigung des Verdrehungswinkels auf das örtliche Koordinatensystem umgerechnet.

Im 1. BA wurden die Nullmessungen einschließlich der Verdrehungsmessungen mit dem GMM und dem IKL nach Fertigstellung der Kaikonstruktion durchgeführt. Nach der Fertigstellung wurde vor der Kaimauerwand mit dem Abbaggern des Bodens begonnen. Die Verformungen wurden zu verschiedenen Abbaggerungszuständen gemessen.

Im 2. BA wurden die Nullmessungen bereits an den unbelasteten Bauteilen durchgeführt. Damit wurden die einzelnen Bauzustände bis zur Fertigstellung erfasst. Im 2. BA wurde das Niveau der Hafensohle (NN -16,70 m) bis zum Erstellen dieser Arbeit noch erreicht. Die Verformungen konnten bis dato nur axial entlang des Schrägpfahles gemessen werden.

Die Ergebnisse der im Folgenden aufgezeigten Messungen verdeutlichen die Bewegungen und Verformungen der gesamten Kaikonstruktion und stellen auch die Grundlage zur Kalibrierung des numerischen Modells dar.

4.4.2 Messungen an der Tragbohle

4.4.2.1 Inklinometermessungen

An der Tragbohle wurde ein Vierkantstahlrohr (50 x 50 x 4 mm) über die gesamte Länge angeschweißt (s. Bild 4.13), um die oben bereits erläuterten Biegeverformungen mittels Inklinometermessungen zu ermitteln. Das obere Messrohrrende befindet sich bei NN +4,40 m ca. 20 cm oberhalb der Kaiplattenoberkante in einem Fertigteilschacht. Die Lage der Messachsen in dem Vierkantstahlrohr ist um 45° zur Hauptverformungsrichtung des örtlichen Koordinatensystems gedreht (Bild 4.13).

Die Nullmessungen erfolgten im 1. BA nach Fertigstellung des Kaikopfes vor den wasserseitigen Abbaggerungsarbeiten bzw. im 2. BA direkt nach Herstellung der Kaiplatte.

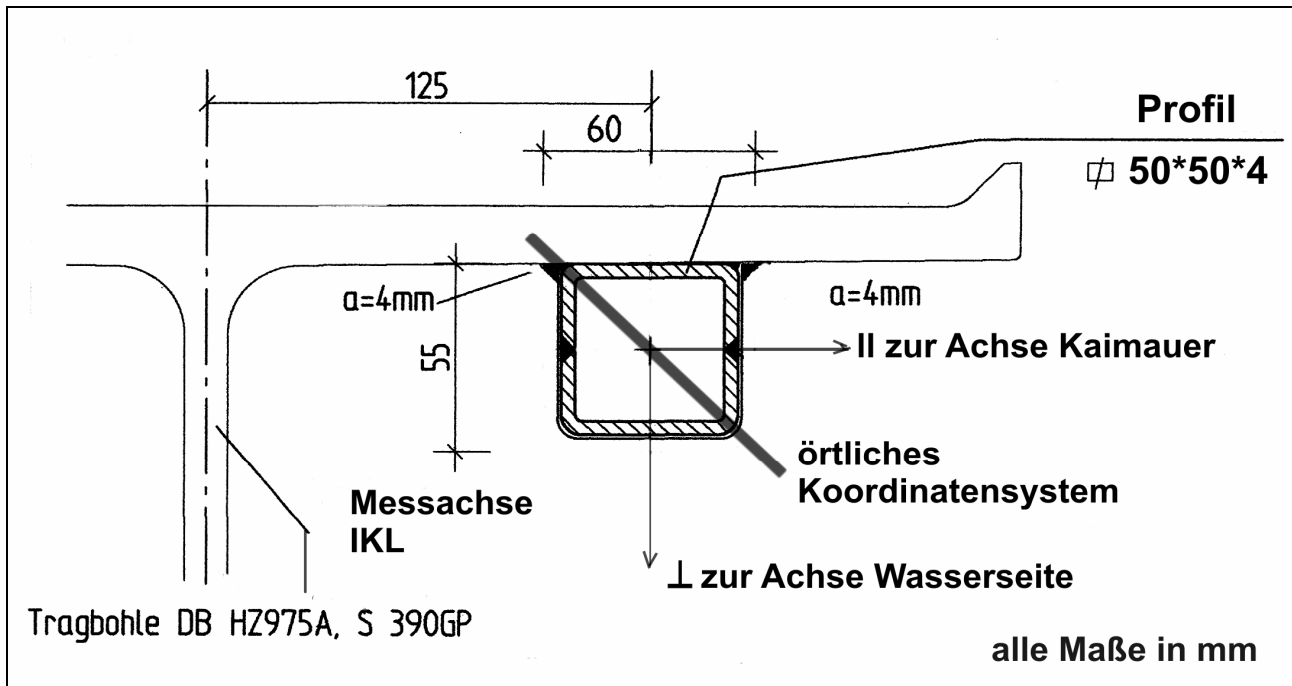


Bild 4.13 Lage der Inklinometermessachse an der Tragbohle

Nach Verformungsuntersuchungen an der Kaimauerwand [GATTERMANN, 1998] wurde davon ausgegangen, dass der Wandfuß nahezu unverschieblich ist, weil sich nach Auswertung der geodätischen Kopfpunkteinmessungen keine signifikanten Verschiebungen am Wandfuß ergaben. Auszuschließen ist eine größere Fußverschiebung der Wand zur Wasserseite jedoch nicht, wie Auswertungen von Inklinometermessungen im Hamburger Hafen unter Einbeziehung von geodätischen Kopfpunktvermessungen gezeigt haben [STEGNER, 1999]. Dort bewegte sich der Fußpunkt der Kaimauerwand bis zu 25 mm zur Wasserseite. Bei anderen Messungen wurde die Fußpunktverschiebung aus Vergleichsmessungen hinter der Kaimauerwand mit ca. 5 mm zur Wasserseite abgeschätzt [MAYBAUM, 1996].

Die Fußpunktverschiebungen der Tragbohlen am CTA sind aus den Verformungsmessungen und geodätischen Messungen zu bestimmen. Die Verschiebungen der Messbolzen am Kaikopf konnten zwischen den beiden Messungen im Februar und Juli 2001 geschätzt werden, obwohl der Bezug zur ersten Nullmessung verloren ging. Die Verschiebungen am Messbolzen wurden zu den Verschiebungen am Messrohranfang, welcher den Kopfpunkt der Verformungsmessungen bildet, an der Tragbohle gleichgesetzt. Die Verformungsmessungen wurden an diesen Kopfpunkt angehängt und somit auch die Fußpunktverschiebung bestimmt.

Bei einem Bezug der geodätischen Vermessung zur Inklinometermessung sind am CTA zwei weitere Aspekte zu beachten. Bei den Vermessungen wurden die Tagestemperaturen und die Tidenstände nicht ermittelt oder berücksichtigt. Die Verformungen an der Kaikonstruktion infolge der Temperaturschwankungen beeinflussen die Kopfpunktverschiebungen genauso wie die unterschiedlichen Tidewasserstände, wie im folgenden Kapitel gezeigt wird. Die Größe der Kopfpunktbewegungen durch die Temperaturschwankungen und der Tiden sind bestimmbar, aber im Gesamtverformungsverhalten von untergeordneter Bedeutung.

Die auf die Nullmessungen bezogenen Verformungen der Messstellen 10 (Block 10) und 20 (Block 20) sind auszugsweise in den Bildern 4.14 und 4.15 dargestellt.

In beiden Blöcken bewegte sich der Kaikopf im Verhältnis zum Fußpunkt nach Auswertung der Inklinometermessungen horizontal um ca. $f = 1,7$ cm zur Wasserseite.

Die Ergebnisse der Inklinometermessungen an den Messstellen MS 10 und MS 20 zeigen, dass je nach Abbaggerungszustand die größten Verformungen senkrecht zur Wandachse wasserseitig im Bereich der freigelegten Wand auftreten. Die bisher größte gemessene Verformung der Kaimauerwand, ermittelt in der letzten Folgemessung (Messreihe MR 10) in Block 10 am 08.05.2002, beträgt $f = 4,05$ cm in Feldmitte bei NN $-7,5$ m (Tab. 3). Die dazugehörige laterale Bewegung des Wandfußes beträgt ca. $f = 1,5$ cm.

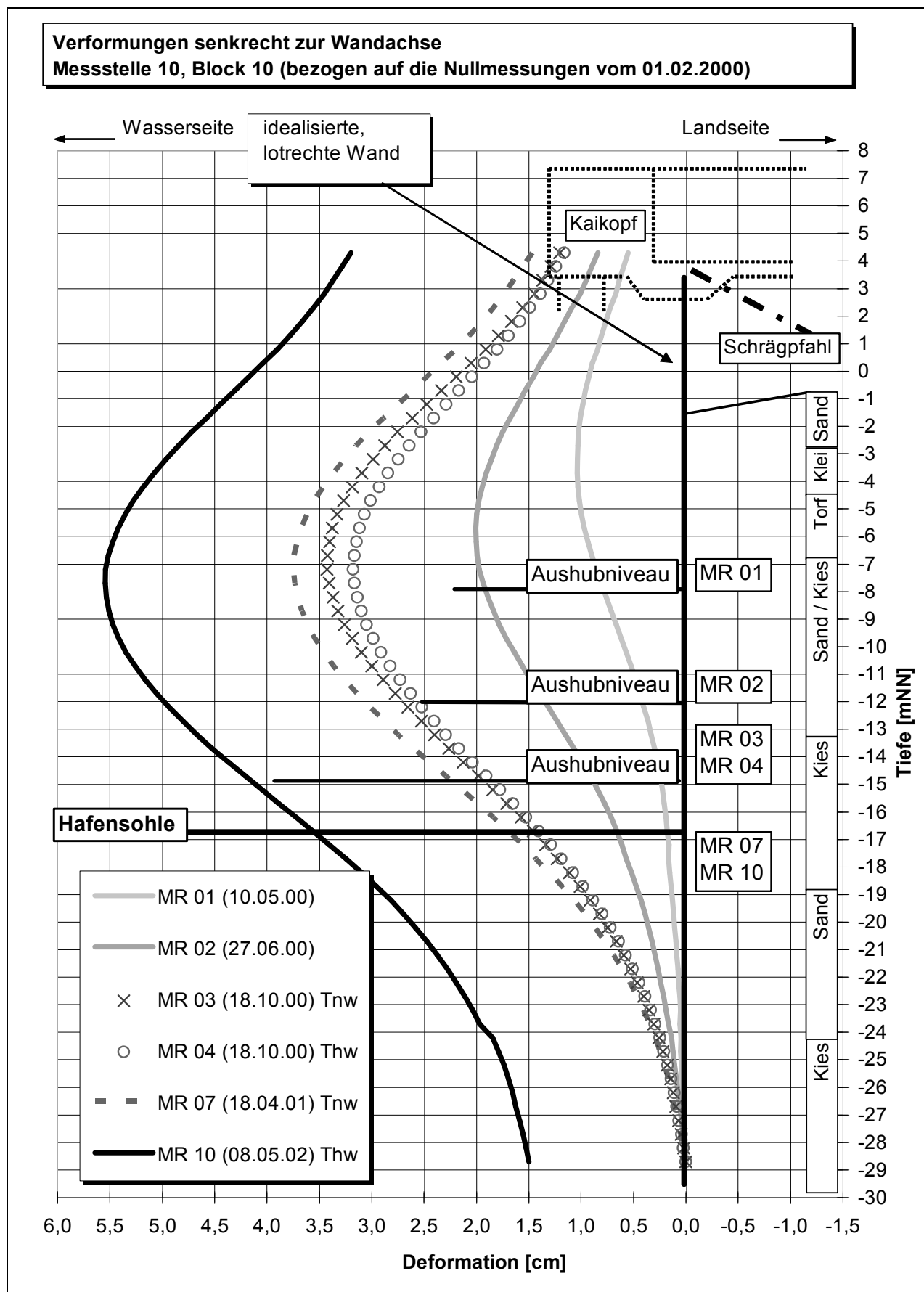


Bild 4.14 Gemessene Wandverformungen in Block 10

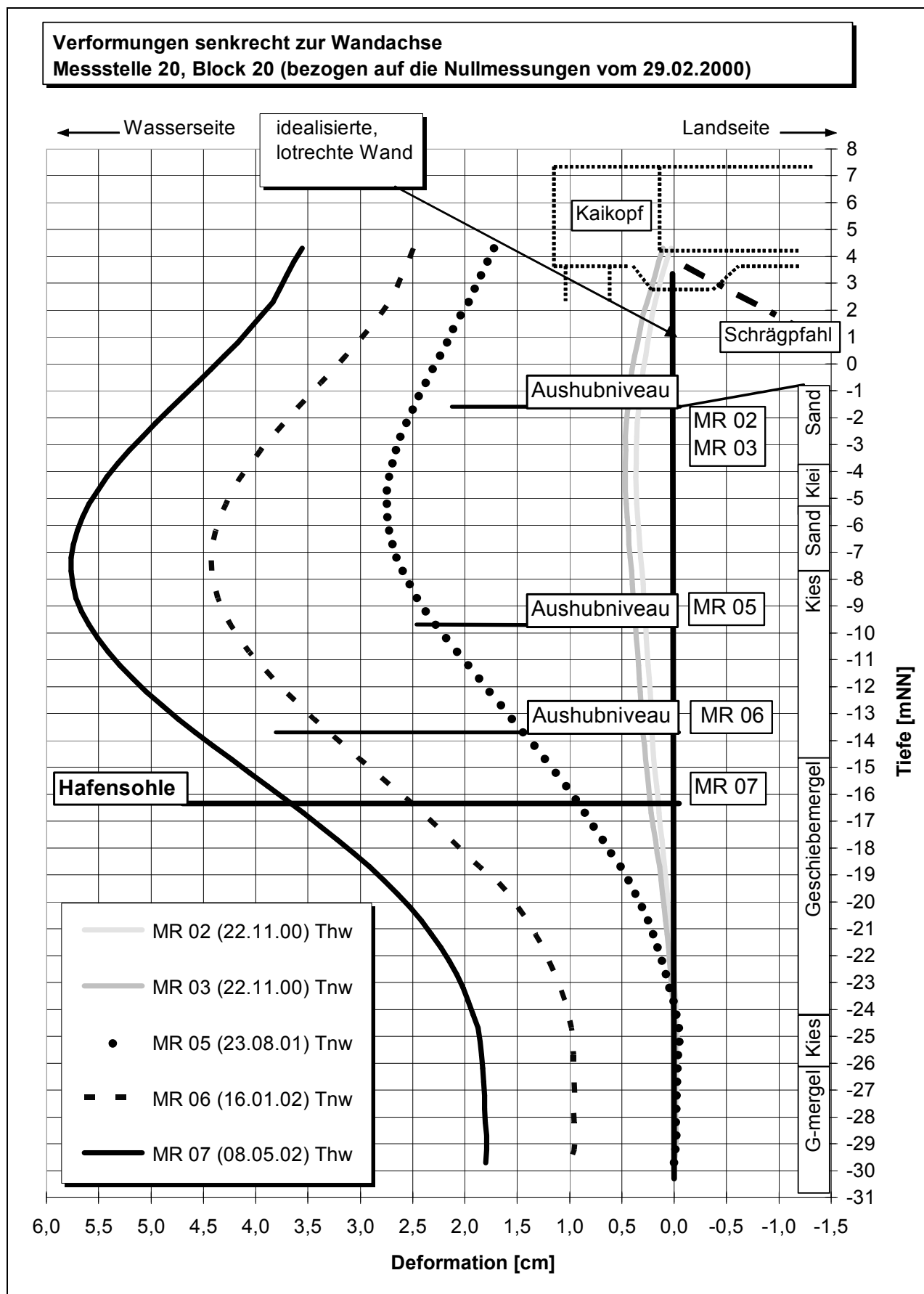


Bild 4.15 Gemessene Wandverformungen in Block 20

Die Durchbiegungen in Block 20 sind in annähernd gleicher Größenordnung vorhanden. Die laterale Fußbewegung der Kaimauerwand beträgt hier ca. $f = 1,8 \text{ cm}$. Aus den Verformungsmessungen ist auch eine zeitliche Abhängigkeit zu erkennen. Während in Block 10 eine Verschiebung des Wandfußes innerhalb eines Jahres einsetzte, nachdem die Hafensohle auf Solltiefe hergestellt wurde, trat in Block 20 eine Verschiebung bereits vor Erreichen der geplanten Hafensohle ein. Nach der letzten Messung ist das Maß geringfügig größer als in Block 10.

Des Weiteren war festzustellen, dass die Tide zu Verformungsänderungen in Feldmitte bei vollständigem Aushub in einer Größenordnung von ca. $\Delta f = 0,25 \text{ cm}$ führt. Das Tidehochwasser führte hierbei insgesamt zu kleineren Verformungen, da der Boden in der Wasserwechselzone hinter der Kaimauerwand unter Auftrieb steht und die belastende Erddruckresultierende vermindert wird.

Die Verformungen in allen drei untersuchten Blöcken waren bei ähnlichen Abbaggerungszuständen sowohl qualitativ als auch quantitativ vergleichbar.

Die Tragbohle in Block 10 hat sich im Vergleich zu der Tragbohle in Block 20 auf den letzten 4 Metern um den Fußpunkt drehend stärker zur Wasserseite geneigt. Während sich der Messpunkt an der Kaimauerwand in 4 m Höhe vom Wandfuß relativ zum Wandfuß in Block 10 um ca. 3,5 mm zur Wasserseite verformte, bewegte er sich in Block 20 um ca. 1 mm zur Wasserseite. Die Durchbiegung der Tragbohlen auf diesen vier Metern ist dagegen vergleichbar (Bild 4.16).

Vom Kopf der Tragbohle wird das Messrohr ca. 1,5 m im Beton durch die Kaiplatte geführt. Die Messungen zeigen eine mit zunehmenden Abbaggerungsgrad stärker werdende Neigung des im Beton eingebundenen Rohrstückes aus der Vertikalen. Aus dieser Neigung ist eine Verdrehung des Kaikopfes um die Kaimauerlängsachse zu folgern. Bild 4.17 zeigt eine qualitative Verdrehung des Kaikopfes. Die Verdrehung ist überhöht dargestellt, um sie kenntlich zu machen. Die laterale Verschiebung des Kaikopfes zur Wasserseite, die durch die Gesamtbelastung hervorgerufen wird, ist nicht dargestellt, um die rückwärtige Verschiebung infolge der Verdrehung deutlich darzustellen.

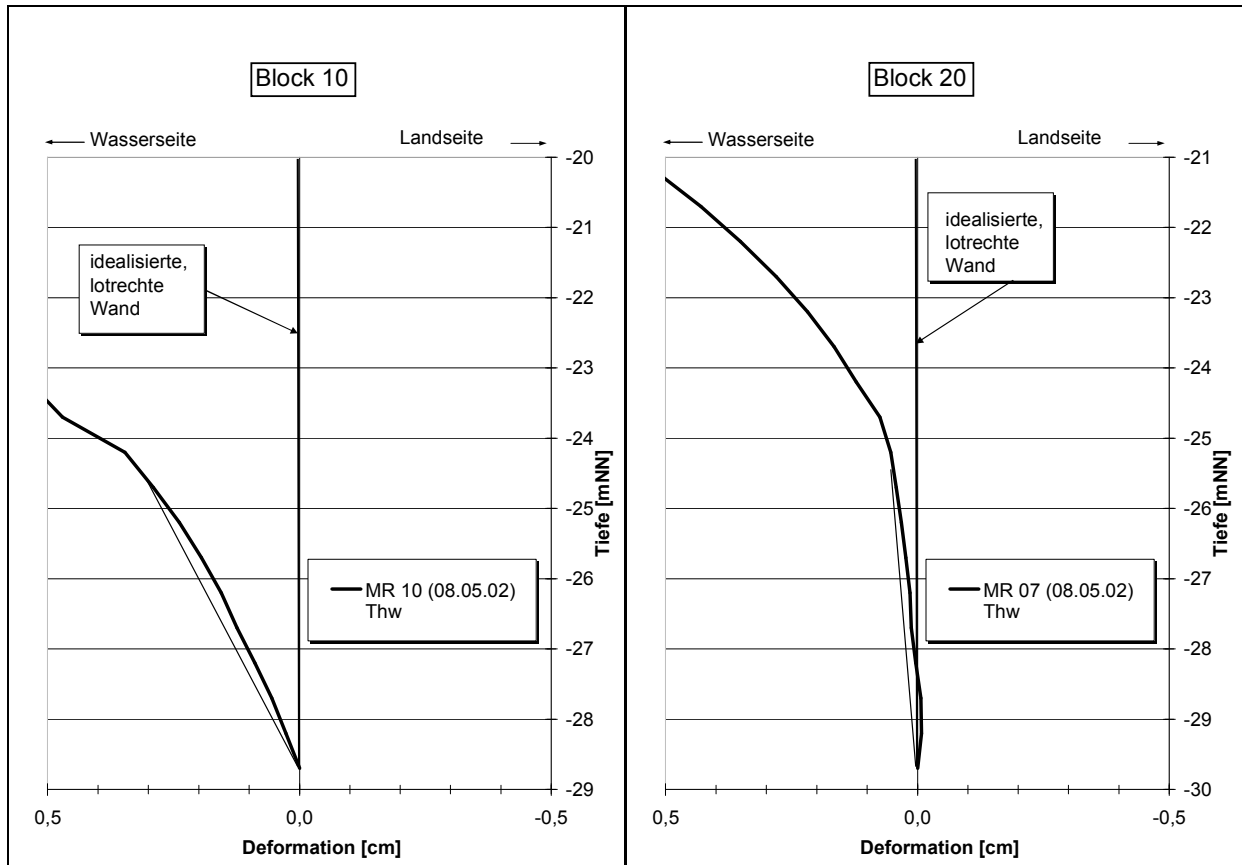


Bild 4.16 **Verformungen der Tragbohle im Bereich des Wandfußes**

Die Ergebnisse der geodätischen Messungen bestätigen die Verformungsmessungen. Die geodätischen Messungen zeigen ein Anheben der Messbolzen auf dem Kaikopf um ca. 1 – 2 cm. Gleichzeitig hat sich der hintere Teil der Kaiplatte durch die Sandauflast gesetzt.

Durch diese Verdrehung verschiebt sich die Lage des geodätisch eingemessenen Messbolzens relativ zum Kopfpunkt des Inklinometerrohres, auf den die Messungen bezogen werden. Bei Annahme des Drehpunktes um den Ansatzpunkt des Inklinometerrohres beträgt die Relativverschiebung ca. 3 mm. Diese Relativverschiebung ist zu den geodätischen Ergebnissen zu addieren, um die Fußpunktverschiebung zu erhalten.

Die Verformungsentwicklung der Tragbohle mit der Messstelle MS 40 im 2. BA (Block 46) verlief entsprechend den Abbaggerungszuständen vor der Kaimauerwand analog zu den Messquerschnitten im 1. BA. Die bisherigen Verformungen der MS 40 korrelierten entsprechend der erreichbaren Messgenauigkeit mit denen der Ortbetonrammpfähle (s. Abschnitt 4.4.3).

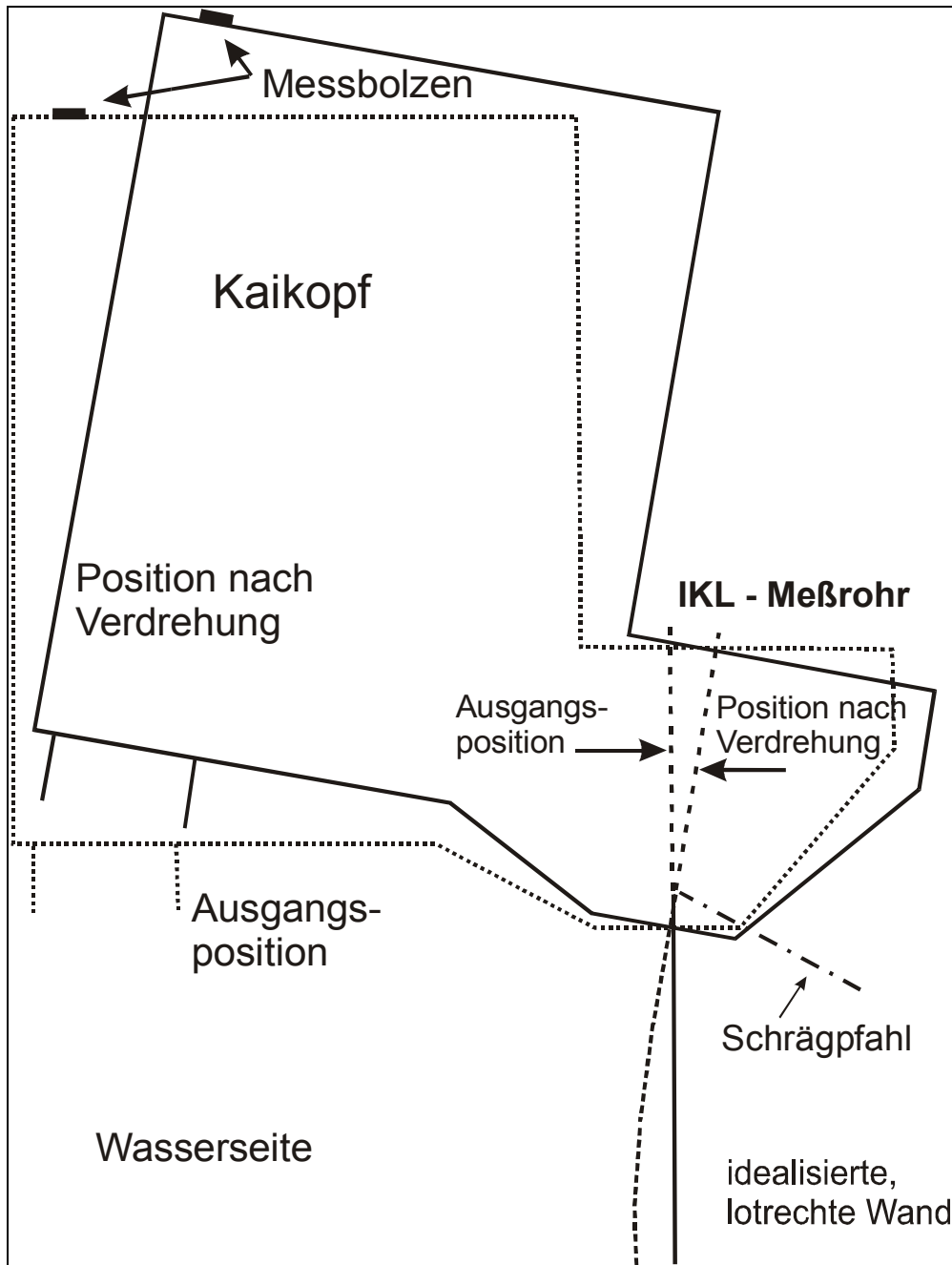


Bild 4.17 Verdrehung des Kaikopfes nach Auswertung der Inklinometermessung

4.4.2.2 Bestimmung der Momente aus den Inklinometermessungen

Aus der Verformungsfigur ist mit verhältnismäßig einfachen statischen Ansätzen der Biegemomentenverlauf zu bestimmen. Aus der gemessenen Verformungsfigur wurden die Krümmungsradien ermittelt. Dazu wurden drei aufeinander folgende Messpunkte herangezogen und dafür die Kreisgleichung

$$(x - x_0)^2 + (y - y_0)^2 = R^2 \quad (4.1)$$

gelöst. Mathematisch ist die Bestimmung der Krümmung mit der zweimaligen Differentiation der Verformungsfunktion w identisch.

Da weiterhin

$$w'' = 1 / R = - M / EI \quad (4.2)$$

gilt, ist bei bekannten Steifigkeits- und Querschnittswerten die Bestimmung der Momente möglich.

Die direkte Verwendung der Messdaten führte nicht unmittelbar zum Ziel, da die Digitalisierung der Zahlenwerte eine Rasterung zur Folge hat. Analoge Messsignale werden innerhalb eines bestimmten Werteintervalls, dessen Breite von der Auflösung des AD-Wandlers abhängt, ein und demselben Digitalwert zugewiesen. Daraus ergibt sich eine Unstetigkeit der Kurve, die bei der Berechnung von Krümmungsradien zu physikalisch unstimmmigen Ergebnissen führte. Darüber hinaus ergaben kleine „Sprünge“ in der Messwertfolge eine noch größere Rasterung der Biegelinie [MAYBAUM, 1996].

Es war deshalb erforderlich, die Messwertkurve zu glätten. Dies kann durch Bildung einer Approximationsfunktion, ggf. für Teilintervalle, oder durch nicht funktional beschreibbare Näherungen erfolgen.

Die Übereinstimmung zwischen der Approximationsfunktion, z.B. einem Polynom, und der Messwertkurve nimmt zu den Intervallrändern ab. Polynome höheren Grades besitzen die Eigenschaft, an den Intervallrändern zu schwingen bzw. ins Unendliche anzuwachsen. Dieses Oszillationsverhalten an den Rändern ist bekannt und wächst mit zunehmendem Differentiationsgrad [MARTE, 1998].

Eine Vergrößerung des zu differenzierenden Bereiches über den gemessenen Messabschnitt hinaus führt mathematisch zu eindeutigeren Ableitungsfunktionen an den Intervallrändern. Daraus sind aber nicht eindeutigere Ergebnisse hinsichtlich Momenten- oder Belastungsverlauf zu folgern, weil zum einen der Verlauf über die Intervallränder hinaus nicht bekannt ist und zum anderen spezielle Lagerungsbedingungen an den Verankerungspunkten nicht hinreichend berücksichtigt werden können [MARTE, 1998]. Unter speziellen Lagerungsbedingungen ist hier z. B. der ausgespülte Boden auf den ersten vier Metern hinter der Spundwand zu nennen.

Deshalb kann die Verwendung von Spline-Funktionen oder ähnlichen Näherungslösungen sinnvoll sein, die aber recht aufwendig umzusetzen sind.

Die Messwertkurven wurden daher mit Polynomapproximationen abgebildet. Während die differenzierten Polynome unterschiedlichen Grades im mittleren Wertebereich vergleichbar sind, divergieren sie zu den Randbereichen doch beträchtlich [GATTERMANN, 1998]. Da der aussagekräftige Bereich der Ausgangsfunktion mit jeder Differentiation kleiner wird, werden nur die maximalen Feld- und Einspannmomente bestimmt und mit den Ergebnissen aus der Statik in Abschnitt 4.5 verglichen.

Weil sich der Grad des Polynoms mit jeder Differentiation um eins verringert, wurde es erforderlich, die Verformungskurve w zumindest mit einer Funktion 5. bis 7. Grades anzunähern, um das Biegemoment M mit einem Polynom 3. bis 5. Grades abzubilden.

Folgende Tabelle 4.3 zeigt die formalen Zusammenhänge.

Tabelle 4.3: Formale Zusammenhänge auf Grundlage der Differentialgleichung des Balkens

| Zielgröße | formaler Zusammenhang | Messsystem |
|------------------|-----------------------|---|
| Biegemoment M | $M = -w'' \cdot EI$ | über Gleitmikrometer über Inklinometer |
| Neigung α | $\alpha = w'$ | Inklinometer |
| Verformung w | w | geodätische Messungen aus Inklinometer |

Die Rückrechnung ergab für Block 10 ein maximales Feldmoment von ca. $M = 700 \text{ kNm/m}$ und ein maximales Einspannmoment von ca. $M = -400 \text{ kNm/m}$ nach Erreichen des Abbaggerungszieles. In Block 20 wurde ein maximales Feldmoment von ca. $M = 700 \text{ kNm/m}$ und ein maximales Einspannmoment von ca. $M = -500 \text{ kNm/m}$ errechnet. Die verschiedenen Einspannmomente resultierten aus dem etwas unterschiedlichen Verformungsverhalten der Spundwand im Fußbereich. Während sich die Wand in Block 10 um den Fußpunkt zusätzlich drehte und durchbog, wurde die Wand in Block 20 auf den unteren ca. vier Metern weniger verdreht und durchgebogen (s. a. Bilder 4.14 und 4.15). Für Block 46 war eine Momentenberechnung auf Grund der bisher durchgeführten Messungen noch nicht sinnvoll.

4.4.2.3 Erddruck- und Porenwasserdruckmessungen

Für die Kaikonstruktion in Altenwerder wurde im 1. BA der horizontale Erddruck durch kombinierte elektrische Spannungsgeber (System Glötzl) im Bereich der Spundwand erfasst. Hierzu wurden sowohl die Totalspannungen als auch die neutralen Spannungen gemessen, um die effektiven Spannungen errechnen zu können (s. a. Abschnitt 3.3.2).

Als wesentliche Modifikation und Verbesserung zu den bisherigen Messkonzepten wurden zur Ermittlung der Spannungen die Messgeber zeitlich deutlich vor den auszuführenden Arbeiten installiert bzw. eingebaut. Die Messgeber wurden vor Herstellung der Schlitzwand in den Boden eingedrückt. Nach Einbau der Messgeber wurde die gemischte Spundwand in den suspensionsgestützten Schlitz eingestellt und nachgerammt.

Bei den elektrischen Messgebern (Erddruckkissen und Porenwasserdruckgeber) wurden pro Block zwei identische Messebenen installiert, um die zwei Messwerte untereinander vergleichen zu können bzw. eine Redundanz zu gewährleisten.

Die kombinierten Messgeber wurden in Bohrungen auf die gewünschte Einbautiefe eingebaut. Auf Grund der nachfolgend ausgeführten Rammarbeiten an den Gründungselementen der Kaikonstruktion und den daraus resultierenden Umlagerungen im Korngerüst ging man davon aus, dass sich im anstehenden Boden, der im Wesentlichen aus Sanden im Bereich der Messgeber besteht, ein neuer Primärspannungszustand einstellt. Dieser wurde von den bereits eingebauten Messgebern erfasst.

Nach Einbau der Erddruck- und Porenwasserdruckgeber konnte an einigen Messgebern entweder eine Spannungserhöhung oder ein Spannungsabfall durch den weiteren Baufortschritt (Bild 4.18) festgestellt werden. Eine Spannungserhöhung war teilweise bei den Gebern zu messen, die in die mit Bohrgut wieder aufgefüllte Bohrlochsohle eingedrückt wurden. Dort hatte der in das Bohrloch eingefüllte Boden eine lockere Lagerungsdichte, die durch die Rammarbeiten erhöht wurde und den Druck auf den Geber vergrößerte. Ein Spannungsabfall war teilweise zu messen, wo die Messgeber in den gewachsenen Boden eingedrückt wurden. Durch das Eindringen des Gebers wurde der Boden verdrängt und erhöhte den Spannungszustand um den Geber. Der erhöhte Spannungszustand wurde durch die nachfolgenden Rammarbeiten abgebaut.

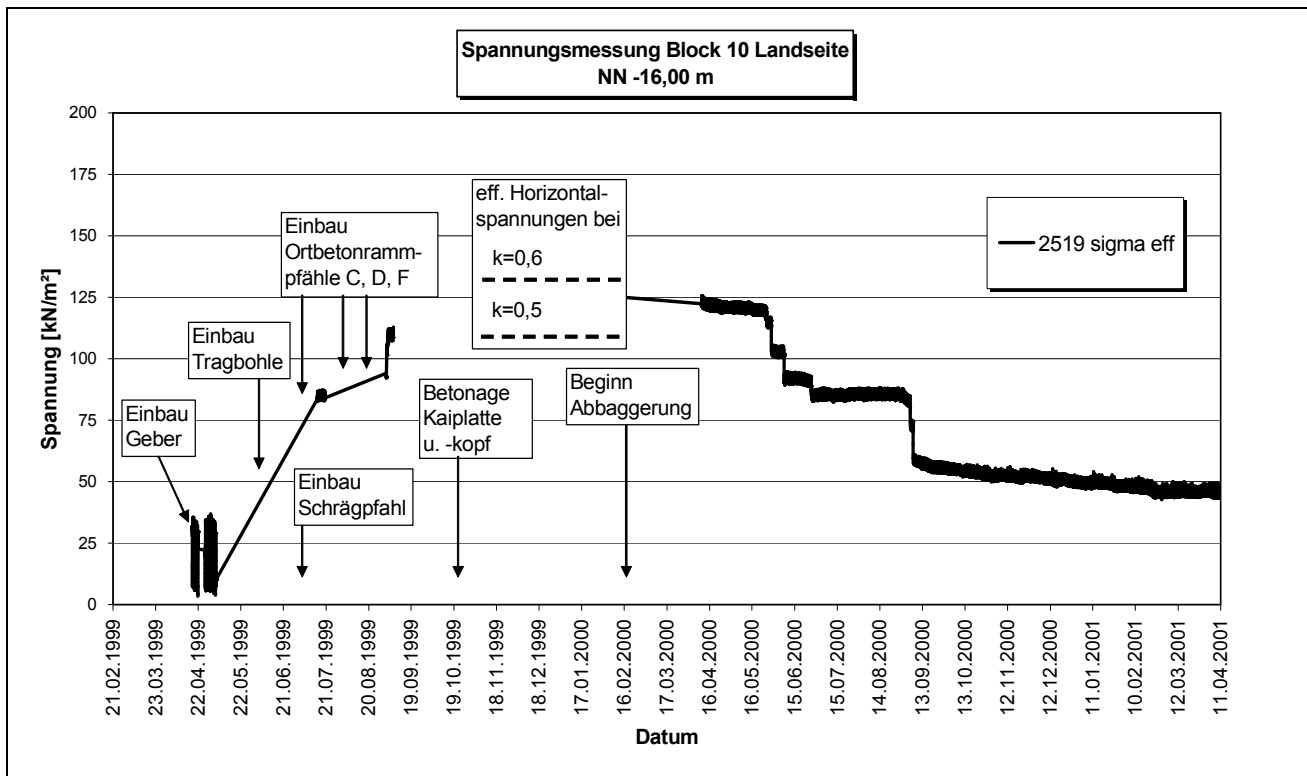


Bild 4.18 Spannungsverlauf des Messgebers nach Einbau in der wieder aufgefüllten Bohrung 2519

Der gemessene Effektivspannungswert von ca. $\sigma_h = 120 \text{ kN/m}^2$ stellt den letzten Wert Mitte September 1999 vor dem Betonieren der Kaiplatte in Block 10 (Bild 4.18) dar. Da die Oberkante des Bodens ca. 20 m über dem Messgeber anstand, ist die Horizontalspannung σ_h aus den Vertikalspannungen σ_v multipliziert mit dem Erdruhedruckbeiwert k_0 bestimmbar. Unter Berücksichtigung des Wasserstandes und der anstehenden Bodenschichten gemäß Tabelle 4.1 errechnet sich eine Horizontalspannung von ca. $\sigma_h = 110 \text{ kN/m}^2$ ($k_0 = 0,5$) bis ca. $\sigma_h = 130 \text{ kN/m}^2$ ($k_0 = 0,6$). Es resultiert eine gute Übereinstimmung an dem Messgeber mit den gemessenen und den gerechneten Horizontalspannungen.

Aus dem Verlauf der effektiven Spannungen im Bild 4.18 ist während der Abbaggerungsarbeiten ein Abfallen der Spannungen zu beobachten. Von Februar 2000 bis zum Ende des Jahres 2000 wurde zu verschiedenen Zeitpunkten die Hafensohle hergestellt, bis die geplante Tiefe von NN -16,70 m erreicht war. Im Bereich der freigelegten Kaimauerwand ist dabei ein Abfallen der Spannungen auf die Größe des aktiven Erddruckes festzustellen.

Nach Herstellung der geplanten Hafensohle wurden die gemessenen Spannungen über die Höhe der Kaimauerwand aufgetragen. Bild 4.19 zeigt den gemittelten Verlauf der Effektivspannungen im Block 10.

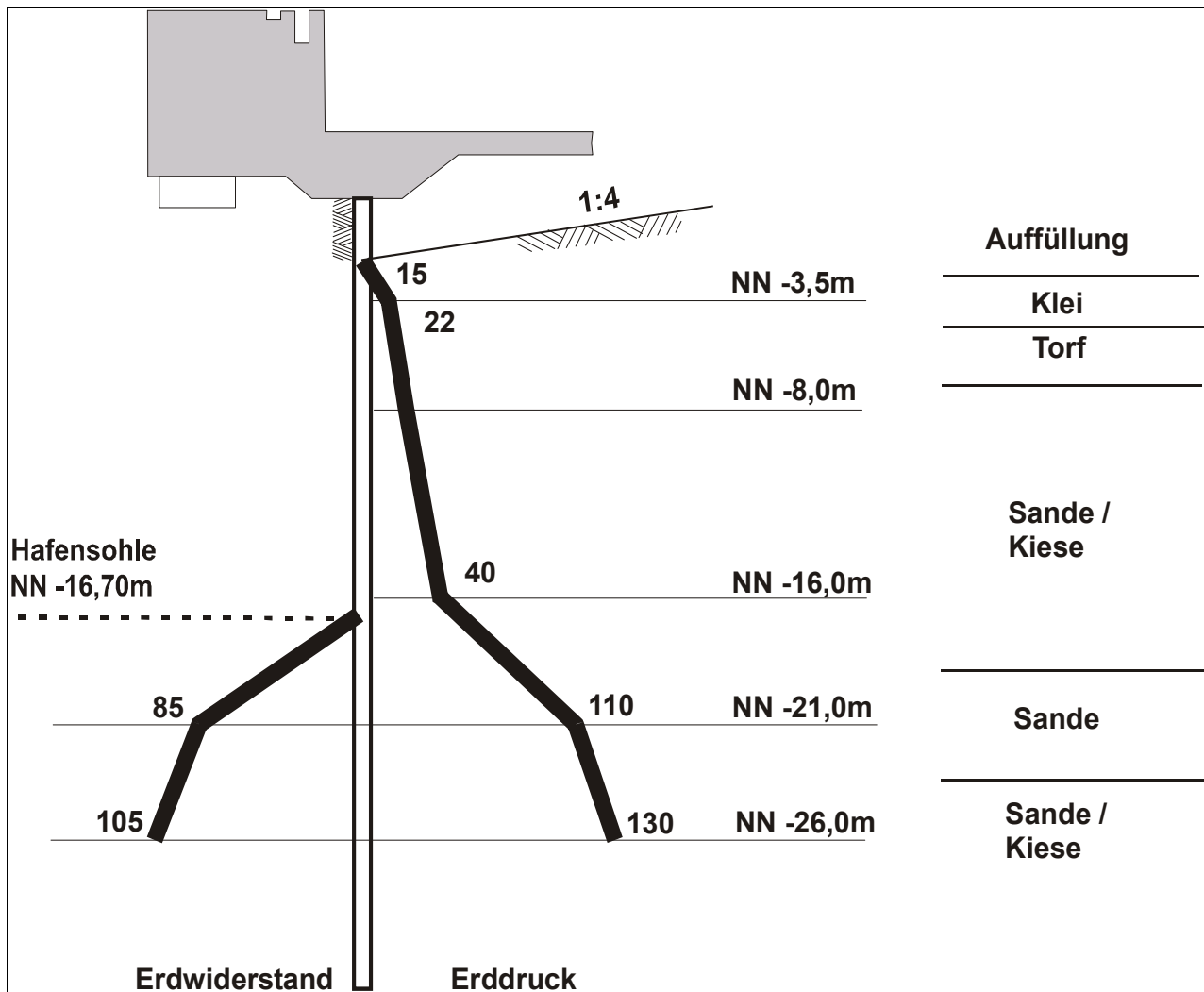


Bild 4.19 gemessene Effektivspannungen im Block 10

Die Messwerte auf der Widerstandsseite waren geringfügig kleiner als auf der aktiven Seite, obwohl die Gesamtverformung der Kaikonstruktion zur Widerstandsseite geht. Die Spannungen durften daher nicht unter den aktiven Erddruckwert abfallen. Ein Messfehler war auf der Erdwiderstandsseite nicht auszuschließen.

4.4.3 Messungen an den Ortbetonrammpfählen

An zwei Ortbetonrammpfählen im Block 46 wurden wie bereits erläutert Gleitmikrometer- und Inklinometermessungen (GMM und IKL) durchgeführt. Die Pfähle stehen in Achse D und F direkt hintereinander (Bild 4.20).

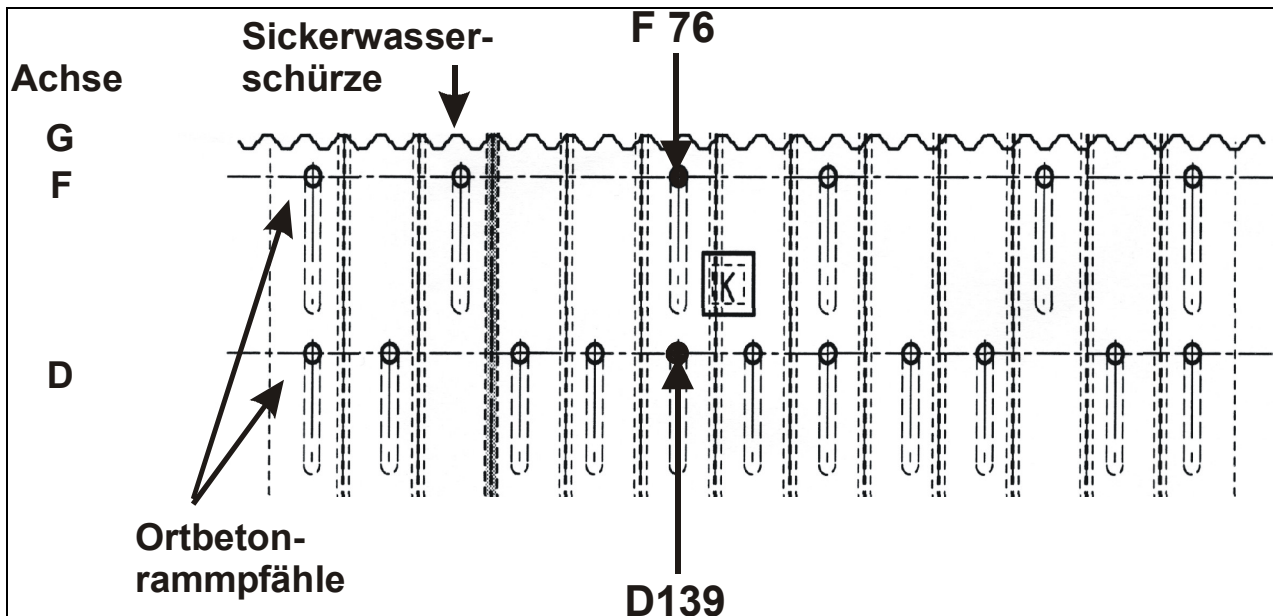


Bild 4.20 Lageplan der Messstellen D 139 und F 76 im Block 46 für Gleitmikrometer- und Inklinometermessungen

Die kombinierten Messrohre für die Gleitmikrometer- und Inklinometermessungen (nur 2. BA) wurden direkt vor dem Einstellen des Bewehrungskorbes an diesem fest montiert. Nach dem Aushärten des Betons wurde kontrolliert, ob eine Verdrehung des Messrohres stattgefunden hat. Die Ausrichtung der Führungsnuten in Bezug zum örtlichen Koordinatensystem wurde bestimmt und in die Verformungsfigur eingearbeitet.

Die Nullmessungen in den Messrohren der beiden Ortbetonrammpfähle wurden einen Tag vor dem Betonieren der Kaipalte durchgeführt. Um systematische Fehler bei der Ermittlung der Verformungsfigur zu minimieren, ist bei den Folgemessungen der Bezug zur Nullmessung beizubehalten. Das bedeutet, dass über den gesamten Messzeitraum die Tiefenlage der einzelnen Messpunkte bei jeder Messung konstant gehalten wurde. Entsprechend des Baufortschrittes wurden daher die Messrohre in vollen Meterschritten verlängert, um die gleichen Messpunkte mit der Inklinometersonde bei den Folgemessungen anfahren zu können.

Die Verformungen werden exemplarisch am Pfahl F 76 in Bild 4.21 aufgezeigt.

Das Betonieren der Kaiplatte ($d = 0,75 \text{ m}$) rief keine signifikanten Biegeverformungen (Messreihe MR 01) an den Pfählen hervor. Die Oberkante (OK) des Geländes vor der Kaimauer stand bei Fertigstellung der Platte im April 2002 auf einem Niveau von NN +4,00 m an.

Die ersten Biegeverformungen (MR 02 und MR03 in Bild 4.21) stellten sich bei den Aushubarbeiten bis NN -1,50 m (UK Öffnung der Kaimauerwand) im Oktober 2002 ein. Die beiden hinteren Pfahlreihen verhielten sich im Rahmen der Messgenauigkeit gleich und bogen sich in Richtung Wasserseite durch. Die größten Verformungen von ca. 8 - 11 mm stellten sich in Höhe des Aushubniveaus vor der Wand ein. Der Kopfpunkt der Pfähle bewegte sich horizontal um rund 7 - 8 mm in Richtung zur Wasserseite. Der Boden unter der Kaiplatte war erst zwischen Tragbohle und erster Pfahlreihe ausgespült.

Die Normalkräfte werden über das axiale Dehnungsverhalten des Pfahles bestimmt. Erfährt der Pfahl zusätzlich Biegung, kann diese durch ein zweites Messrohr oder durch die Anordnung eines Messrohres in der Nullachse eliminiert werden. Die außermittige Position der Gleitmikrometerrohre in den Ortbetonrammpfählen war hier nicht zu berücksichtigen, da die Exzentrizität aus der Pfahlachse senkrecht zur Verformungsrichtung stand. In der Nullachse, die parallel zur Kaimauerwand mittig durch den Pfahlquerschnitt verläuft, wirkt sich die eintretende Biegung senkrecht zur Kaimauerwand nicht aus (Bild 4.22).

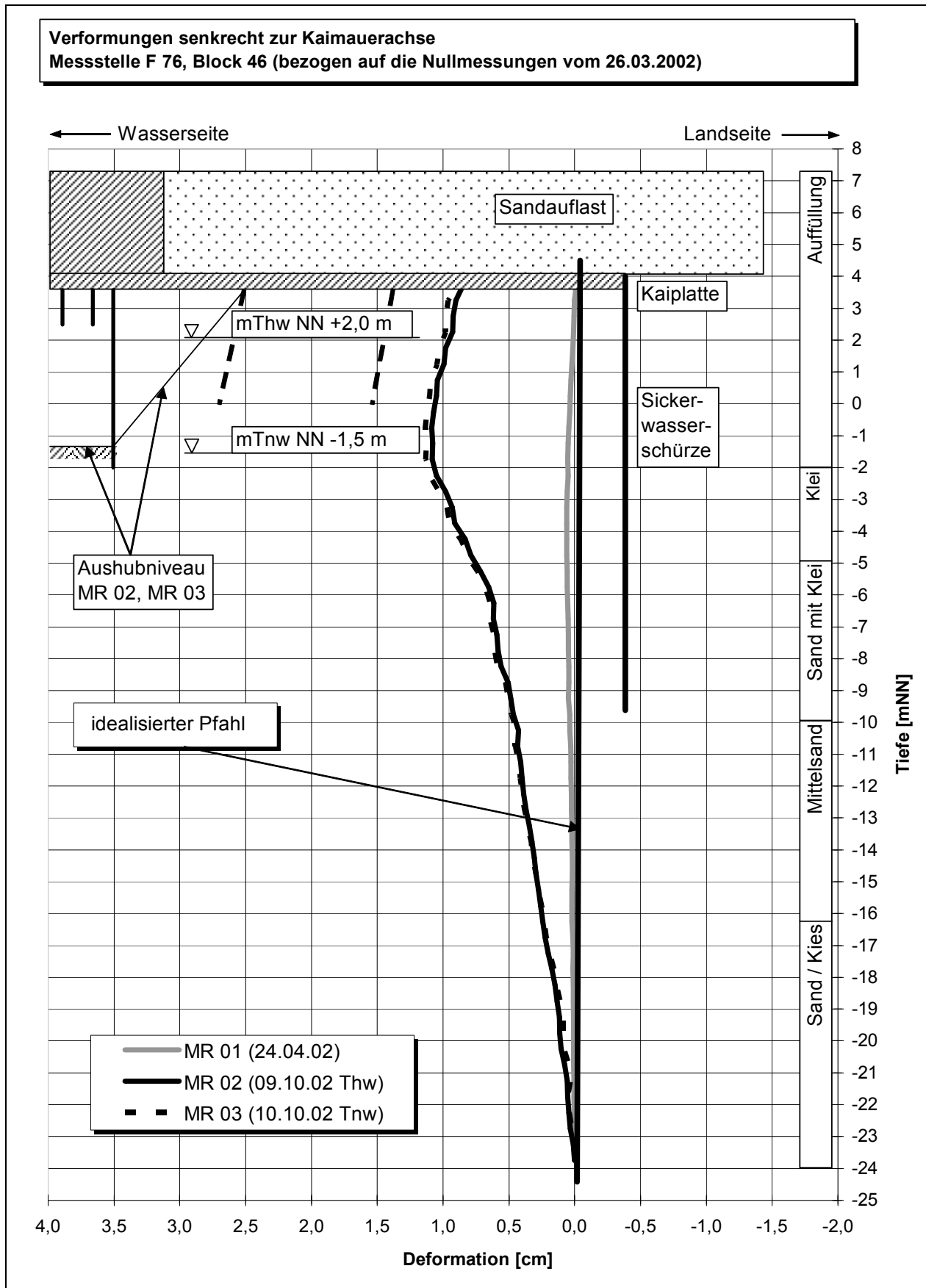


Bild 4.21 Biegeverformungsmessung der hinteren Pfahlreihe F 76 (2. BA)

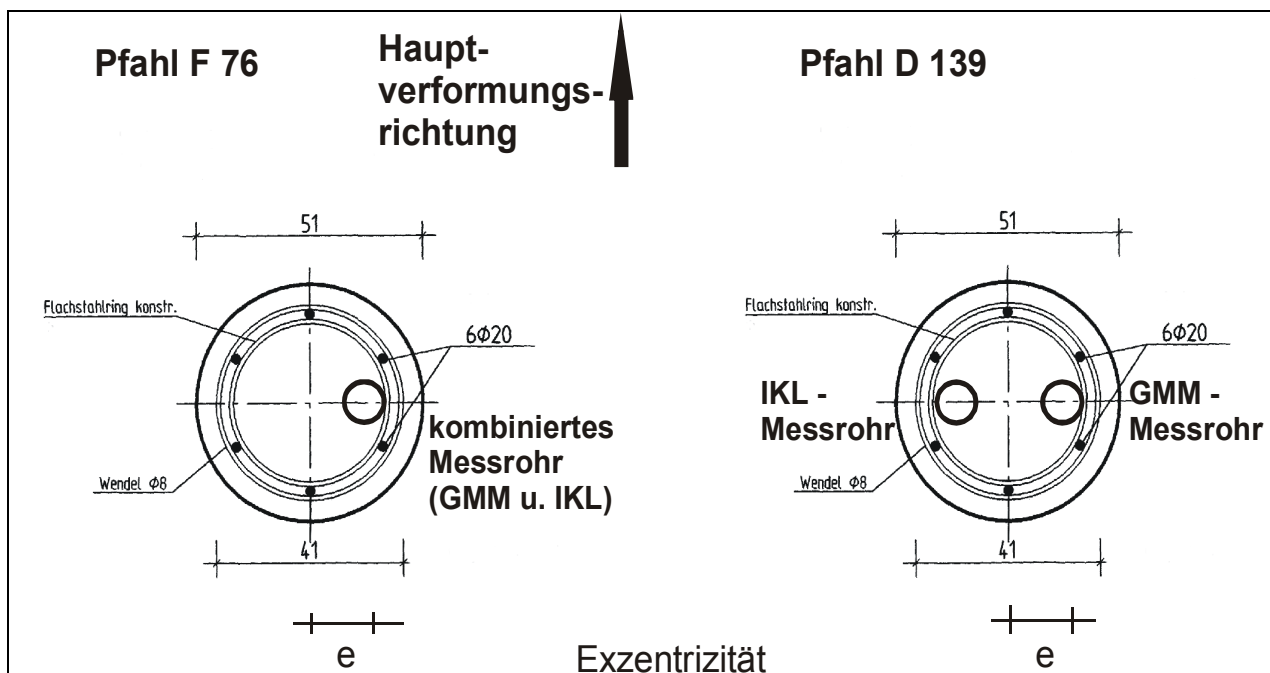


Bild 4.22 Verformungsrichtung und Exzentrizität am Ortbetonrammpfahl

Für die Auswertungen der Messungen wurden für den Pfahl ein Durchmesser von $d = 0,51 \text{ m}$ und ein Steifemodul von $E_b = 34.000 \text{ MN/m}^2$ angesetzt. Über die Beziehung

$$F = E \cdot A \cdot \varepsilon \quad (4.3)$$

wurde die gemessene Verzerrung in eine Normalkraft unter Berücksichtigung der vorgeannten Randbedingungen umgerechnet.

Dargestellt sind auf den Bildern 4.23 und 4.24 die Verformungen in Abhängigkeit des anstehenden Baugrundes nach dem Betonieren der Kaiplatte im April 2002 sowie zu Tidehoch- und Tideniedrigwasser nach dem Einbringen der Sandauffüllung auf die Kaiplatte im Oktober 2002.

Die Auswertung der Axialverformungen lässt den Einfluss der Tide deutlich erkennen. Bei mittlerem Tidehochwasser (mThw) sorgt der Auftrieb für eine Reduzierung der Vertikallasten. Bei den Biegeverformungen ist der Tideeinfluss bei diesem Abbaggerungszustand (NN -1,50 m) nicht signifikant feststellbar.

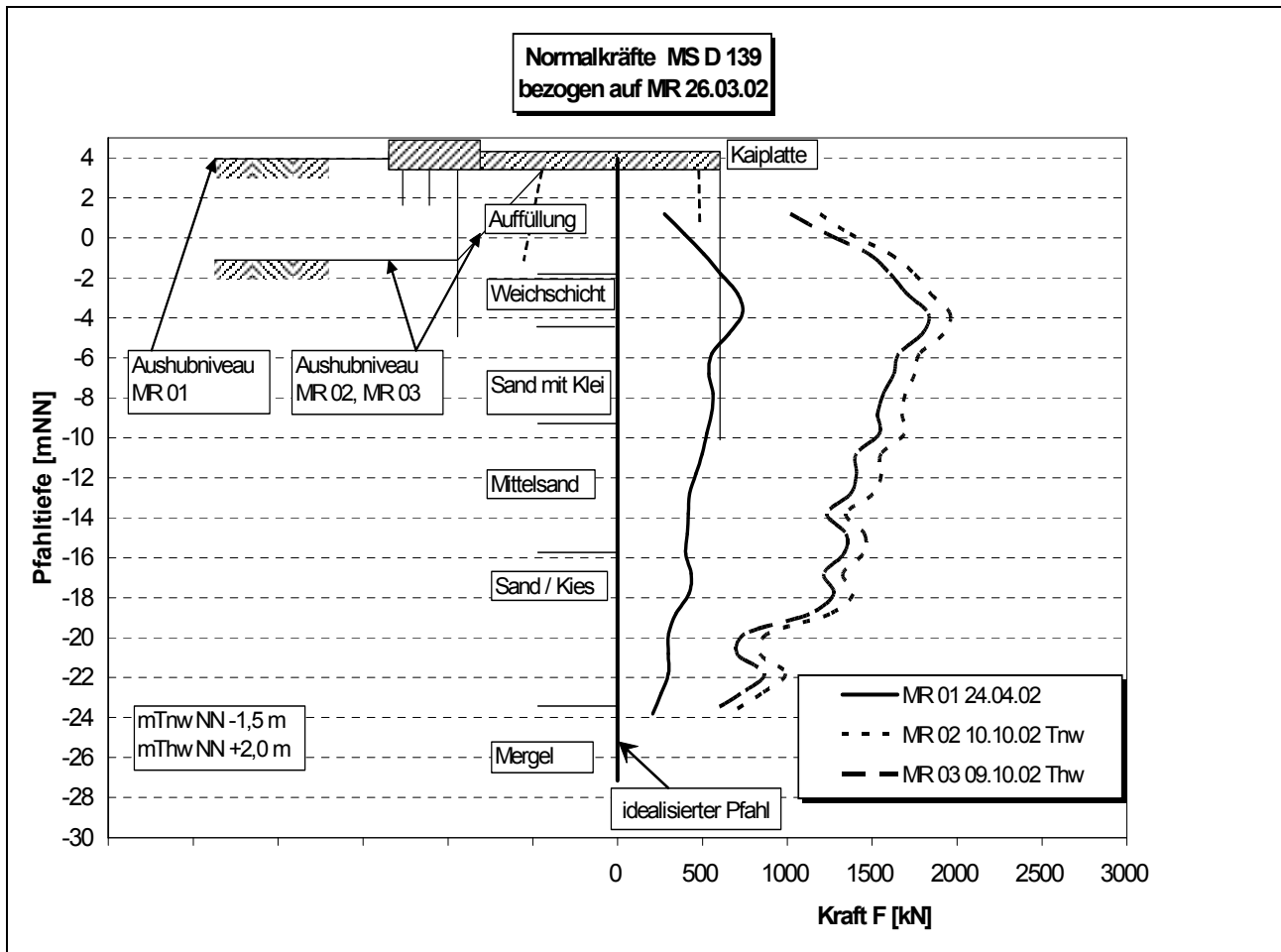


Bild 4.23 Normalkraftverlauf im Ortbetonrammpfahl D 139

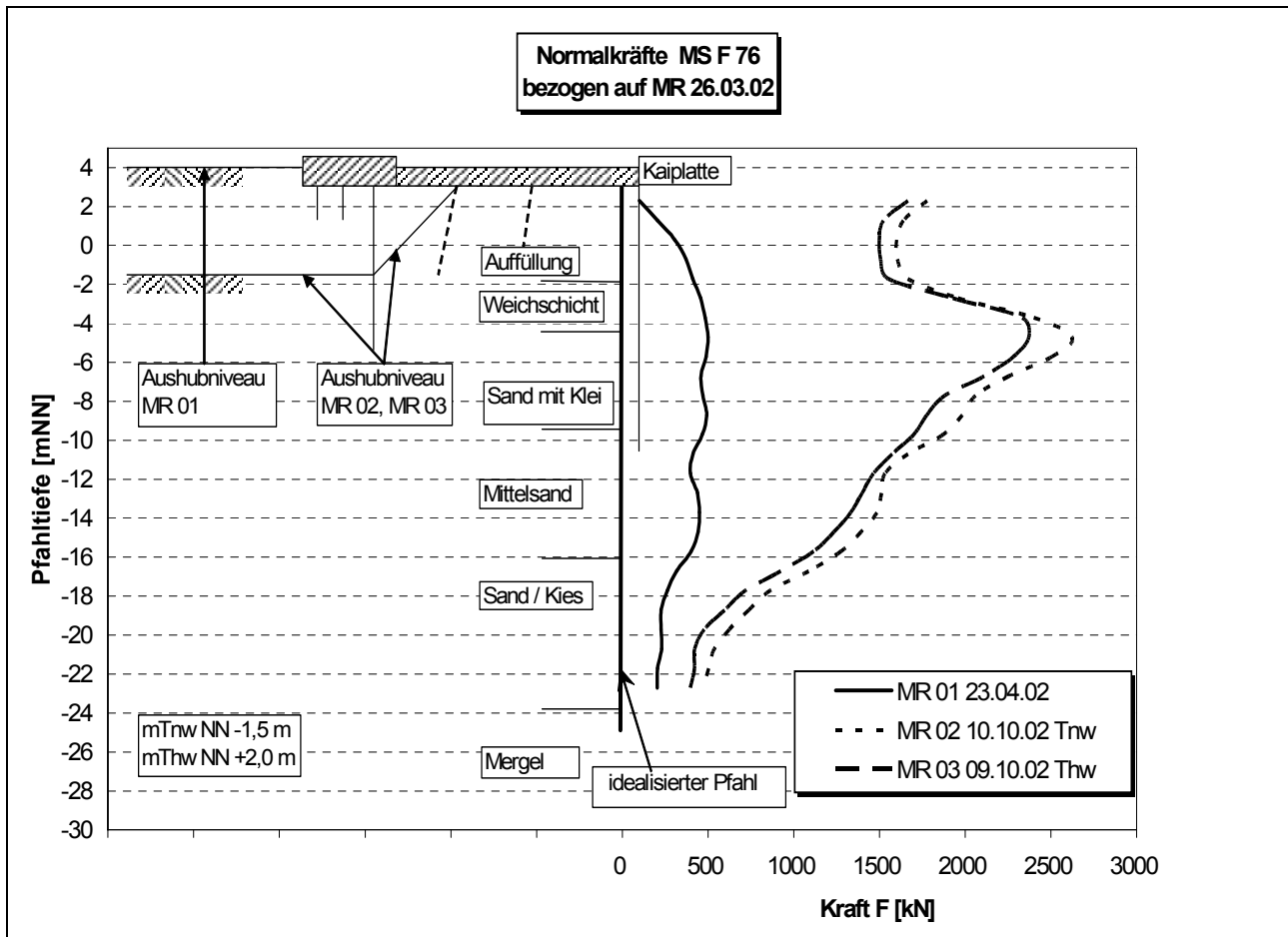


Bild 4.24 Normalkraftverlauf im Ortbetonrammpfahl F 76

In beiden Pfählen endet der Normalkraftverlauf über die Tiefe ca. 2 – 2,5 m vor dem Pfahlfuß, weil die Messrohre nicht bis direkt an die Pfahlfüße geführt werden konnten und die Verwendung der lagestabilisierenden Messkette keine Messwerte am Ende der Messstrecke zulässt. Am Kopf der Pfähle reicht der Normalkraftverlauf nicht bis an die Kaiplatte. Die Nullmessungen wurden am 26.03.02 vor Herstellung der Kaiplatte durchgeführt. Deshalb fehlt bei den Folgemessungen, die dann eine längere Messstrecke besitzen, der entsprechende Bezugswert.

Durch das Betonieren der Kaiplatte erfuhren die Ortbetonrammpfähle ihre erste Druckbelastung (Axialverformung), die durch das weitere Auffüllen vergrößert wurde. Auf den oberen Metern des Pfahles erhielten die Pfähle zusätzliche Belastungen durch negative Mantelreibung von ca. $\tau = 90 - 100 \text{ kN/m}^2$ infolge Konsolidation der Weichschichten (Bild 4.23 und 4.24). Die Schichtgrenze von den Weichschichten zu den tragfähigen Baugrundsichten ist deutlich erkennbar. Die maximalen Drucklasten betragen im Pfahl D 139 ca. $P = 1960 \text{ kN}$ und im Pfahl F 76 ca. $P = 2600 \text{ kN}$ bei mThw.

Ab der Mittelsandschicht werden die Lasten in den tragfähigen Baugrund eingetragen. Am Pfahl D 139 kann bei der Zunahme der Normalkraft direkt oberhalb der Mergelschicht auf eine weitere bindige konsolidierende Schicht geschlossen werden.

Die Schwankungen in der Druckkraftverteilung resultieren aus den ungleichmäßigen Lagerungsdichten des Bodens. Die Mantelreibung beträgt ca. $\tau = 35 - 80 \text{ kN/m}^2$ im Sand und ca. $\tau = 70 - 80 \text{ kN/m}^2$ im Kies/Sand. Die Restlasten werden als Spitzendruck in den Boden eingeleitet. Verlängert man den Verlauf der Normalkräfte mit der gleichen Neigung bis zur Endtiefe der Ort betonrammpfähle weiter, ergibt sich eine Spitzendruckkraft von ca. 100 kN.

Der Pfahl D 139 wurde im Bereich der Messrohre durch die Lastaufbringung um 5,4 mm gestaucht, der Pfahl F 76 um 5,7 mm (Bild 4.25). Berücksichtigt man die nicht erfassten Pfahllängen am Kopf und am Fuß, ergibt sich ein Gesamtstauchungsmaß von ca. 6 mm. Die Setzungen des jeweiligen Pfahlfußes und der Kaiplatte konnten nicht ermittelt werden.

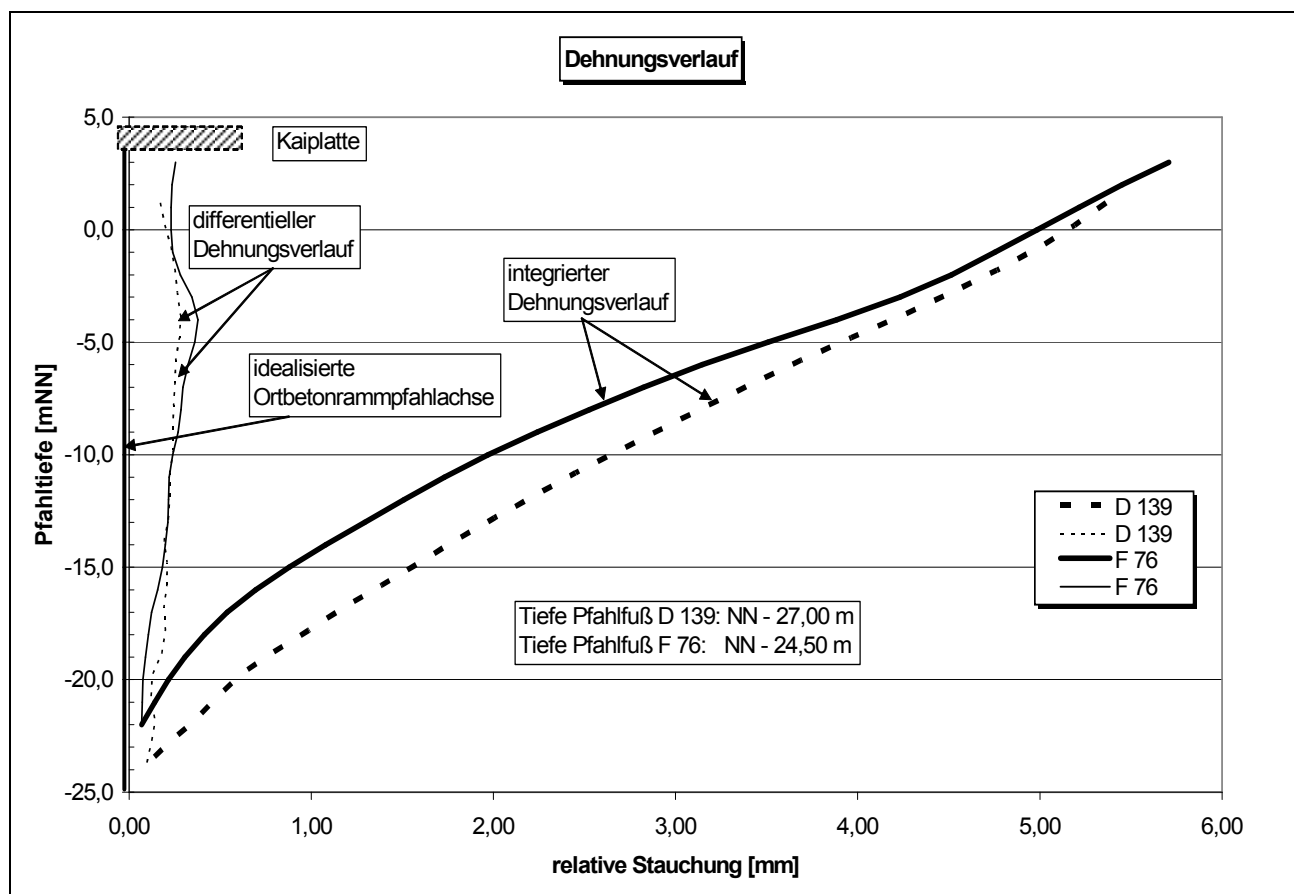


Bild 4.25 **Differentielle und integrierte Dehnungen an den Ort betonrammpfählen D 139 und F 76**

4.4.4 Messungen am Schrägpfahl

Am H-Profil des Schrägpfahles wurden in zwei diagonal gegenüberliegenden Eckpunkten Steg/Flansch je ein L-Profil 110 x 110 x 10 mm kraftschlüssig auf gesamter Länge angeschweißt und am Fuß mit einem verstärkten Schneidschuh versehen. Vom Ankerkopf wurden die Profile mit PVC-Rohren bis zur Außenkante des Kaikopfes verlängert (s. a. Bilder 4.6 und 4.9). In diese Profile, die auf Grund des Schneidschuhs frei von Fremdkörpern waren, wurden die Gleitmikrometerrohre eingeführt. Anschließend wurde nach Fertigstellung des Kaikopfes der verbleibende Ringraum mit einer Zement-Bentonit-Suspension von unten nach oben verfüllt. Um den kraftschlüssigen Verbund mit dem Stahlprofil zu erreichen, wurde die Suspension durch einen Schlauch gepumpt, der am Messrohr mit nach unten geführt worden war (Bild 4.26). Im Folgenden wird das Profil als Hüllrohr bezeichnet.

Nach dem vollständigen Verfüllen und Aushärten der Suspension wurde als Messrohrabschluss ein Endstück aufgesetzt, um für den Messvorgang die Haspel auf das Messrohr aufsetzen zu können (Bild 4.26).



Bild 4.26 Verfüllen des Profils und Aufsetzen der Haspel für den Messvorgang

Die Nullmessungen erfolgten in Block 10 und 20 unmittelbar vor dem Zeitpunkt der Abaggerungsarbeiten vor der Kaimauerwand. Im Block 10 wurde am 01./02. Februar 2000 und im Block 20 am 10. Mai 2000 gemessen.

In Block 46 wurde die Nullmessung bereits nach dem Aushärten der Suspension und vor der Herstellung der Kaiplatte durchgeführt.

Auf dem Bild 4.27 ist zu sehen, dass die Messeinrichtung mit Haspel bei der Nullmessung direkt über dem Kopf des Schrägpfahles aufgesetzt wurde. Der Kopf des Schrägpfahles mit den Verankerungselementen wurde in die Bewehrung der Kaiplatte eingebunden.



Bild 4.27 Nullmessung am Schrägpfahl Block 46 innerhalb der Bewehrung der Kaiplatte

Zur Bestimmung der axialen Verformungen entlang des Schrägpfahles wurden die Dehnungen in den beiden Messrohren gemessen. Die gewählte Anordnung der Messrohre (Bild 4.28) erlaubte neben der Bestimmung der axialen Dehnungen (ε_m) somit auch die Bestimmung der Biegung bzw. Krümmung (w) des Pfahles. Mit

$$\varepsilon_m = (\varepsilon_a + \varepsilon_b) / 2 \quad (4.4)$$

und

$$w = (\varepsilon_a - \varepsilon_b) / d_R \quad d_R = \text{Achsabstand der Messrohre} \quad (4.5)$$

wurden die Verformungen entlang der Pfahlachse über die gesamte Länge des Schrägpfahles bestimmt.

Während mit Dehnungsmessstreifen nur punktuelle Messwerte ermittelt werden, erfolgt mit dem Gleitmikrometer eine stetige Messung entlang der Pfahlachse. Die Randspannungen bei Normalkraft mit Biegung werden bestimmt zu:

$$\sigma_{a,b} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W} \quad (4.6).$$

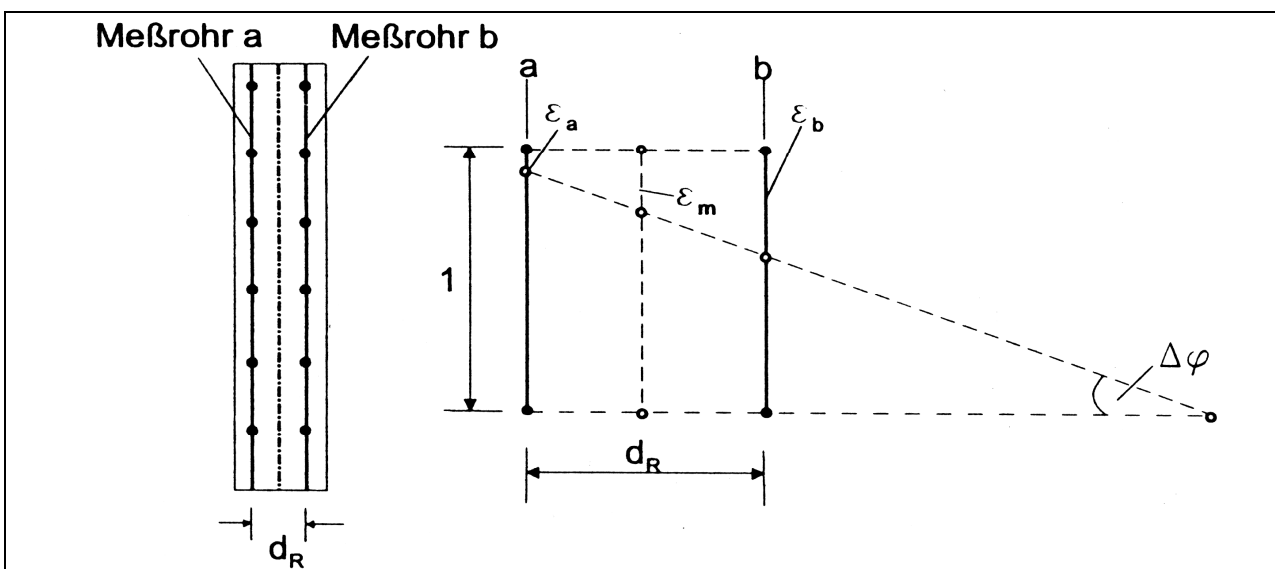


Bild 4.28 Bestimmung der axialen Dehnung und Krümmung eines Stabes [MARTE, 1998]

Besitzen die Orte der Randspannungen $\sigma_{a,b}$ von der Hauptachse des Stabes den gleichen Abstand, lässt sich die Spannung in der Hauptachse durch die Normalkraft ohne Biegung bestimmen. Aus

$$\sigma = \frac{N}{A} \quad (4.7)$$

und

$$\sigma = E \cdot \varepsilon_m \quad \text{mit } \varepsilon_m \text{ nach (4.4)} \quad (4.8)$$

folgt

$$N = A \cdot E \cdot \varepsilon_m \quad (4.9).$$

Mit der Gleichung (4.9) konnten aus den Dehnungsmessungen mit dem Gleitmikrometer die Normalkraftverläufe entlang des Schrägpfahles bestimmt werden. Die Querschnittsnennfläche A des Schrägpfahles einschließlich der eingeschweißten Profile beträgt $A = 21.640 \text{ mm}^2$. Aus dem eingesetzten Schrägpfahlprofil ergibt sich ein abgewickelter Umfang von $U = 2,609 \text{ m}$. Der Elastizitätsmodul wird mit $E = 210 \text{ kN/mm}^2$ angesetzt.

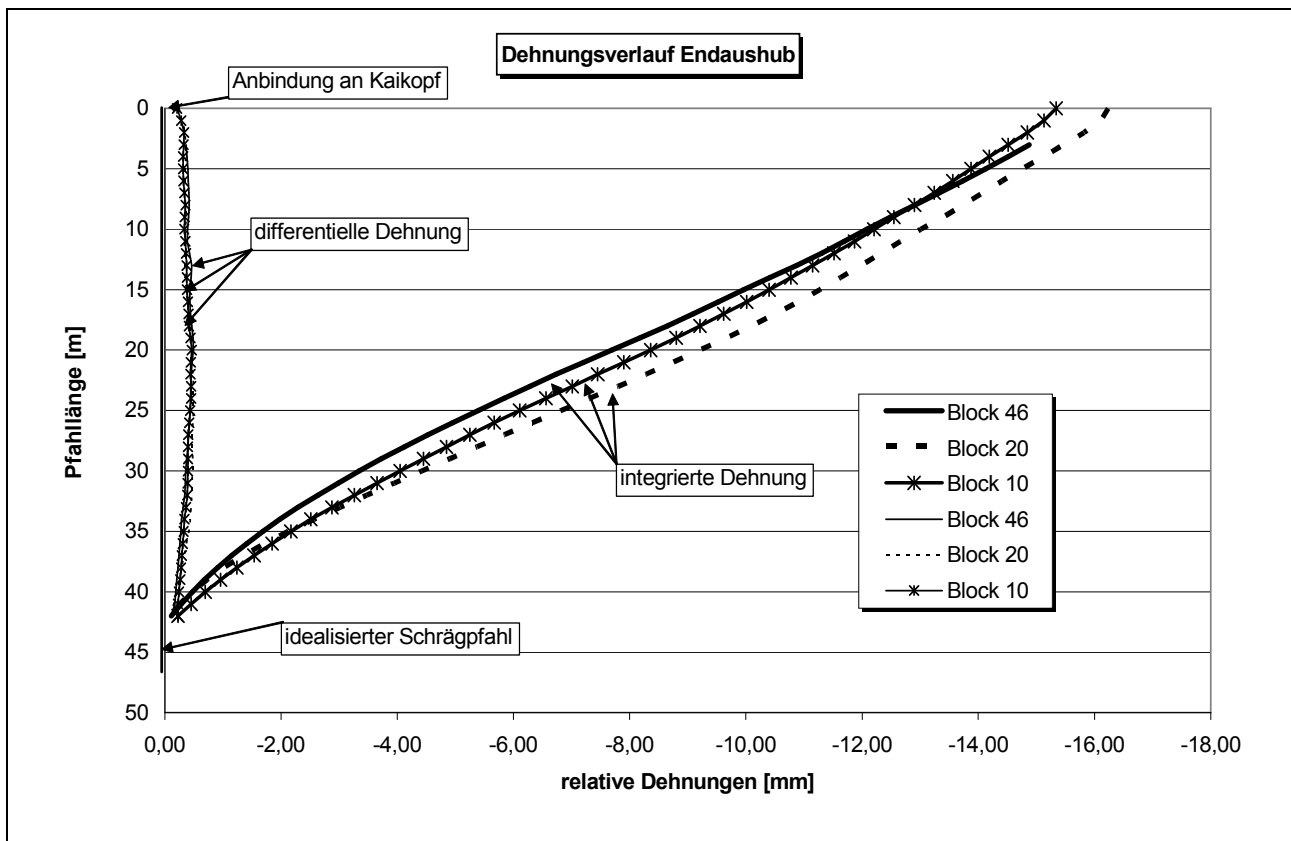


Bild 4.29 **Differentielle und integrierte Dehnungen an den Schrägpfählen in Block 10, 20 und 46**

Aus einbautechnischen Gründen und durch die Verwendung der lagestabilisierenden Messkette konnte der Dehnungsverlauf nicht bis zum Pfahlfuß gemessen werden (Bild 4.29). Der Schrägpfahl in Block 10 hat sich in dem Messbereich bis zur Messung im Februar 2002 um 15,3 mm gelängt und der Schrägpfahl in Block 20 bis zur Messung im September 2002 um 16,2 mm, der Schrägpfahl in Block 46 bis Dezember 2003 um 14,9 mm. Extrapoliert man den Dehnungsverlauf bis zum Pfahlfuß, beträgt die Längenänderung ca. 15,5 mm bis 16,5 mm.

Die Ankerkraft wuchs im Schrägpfahl mit zunehmender Abbaggerungstiefe. Die Entwicklung der Normalkraft und die der Mantelreibung in Abhängigkeit der verschiedenen Abbaggerungszustände zeigen die Bilder 4.30 und 4.31 exemplarisch für Block 20.

Die maximale Zugkraft erreichte in Block 20 an der Anbindestelle eine Größe von ca. $F = 1.600 \text{ kN}$. An der Anbindestelle trat in keiner Messung das Maximum der Normalkräfte auf. Mit zunehmender Abbaggerungstiefe und weiterem Ausspülen des Sandes unter der Kaiplatte verschob sich das Maximum der Normalkräfte vom mittleren Bereich der Kaiplatte bis an das Ende der Kaiplatte. Das bedeutet, dass zusätzlich Normalkräfte infolge negativer Mantelreibung in den Schrägpfahl eingeleitet wurden. Auffällig ist, dass das Maximum der Normalkraftverteilung am Ende der Kaiplatte im Bereich des Fußpunktes der Sickerwasserschürze auftritt (Bild 4.30).

Der Maximalwert am Schrägpfahl in Block 20 betrug bei Erreichen der geplanten Hafensohlentiefe von NN -16,70 m ca. $F = 2.320 \text{ kN}$. Hinter der Kaiplatte werden die Normalkräfte in den Boden, der im Block 10 ausschließlich aus Sanden und Kiesen und im Block 20 sowie Block 46 aus Sanden und Kiesen unterlagert von Mergel besteht, in den Boden abgetragen. Verlängert man den Verlauf der gemessenen und umgerechneten Daten bis zum Pfahlfuß, verringert sich die Normalkraft auf Null.

Die Größe und der Verlauf der Mantelreibungswerte (Bild 4.31) hängen vom Abbaggerungszustand ab und werden aus der Normalkraftänderung berechnet. Bis zur Endaushubtiefe von NN -16,70 m wurde im Bereich unterhalb der Kaikonstruktion ein negativer Mantelreibungswert von ca. $\tau_m = 25 \text{ kN/m}^2$ bis $\tau_m = 30 \text{ kN/m}^2$ erreicht. Mit zunehmender Aushubtiefe verlängert sich der Bereich, in dem negative Mantelreibung auftritt, bis zum landseitigen Ende der Kaiplatte. Die Größe der Mantelreibungswerte veränderte sich nur gering und ist an der Steigung der Normalkraftkurve erkennbar.

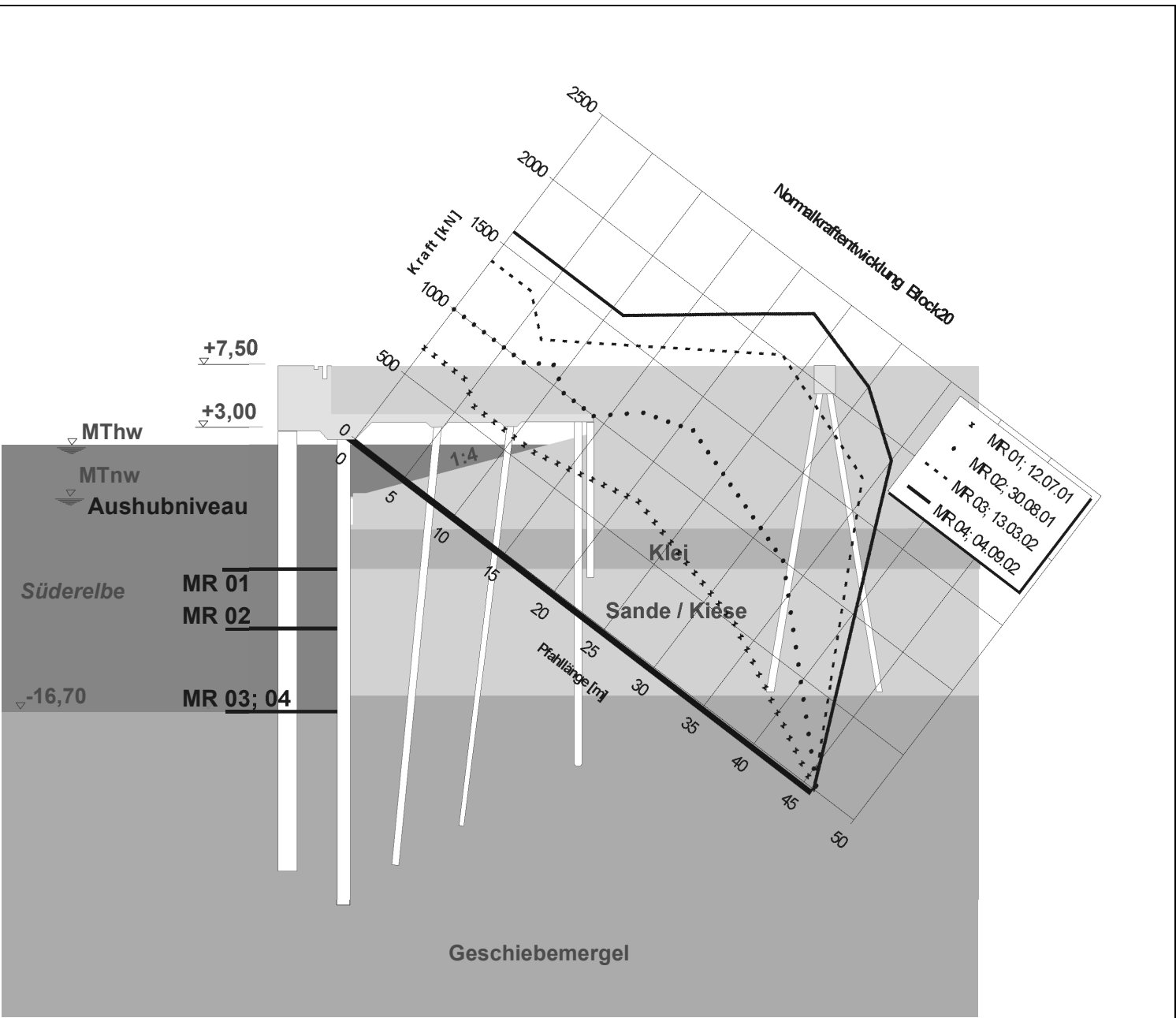


Bild 4.30 Entwicklung des Normalkraftverlaufes im Schrägpfahl in Block 20

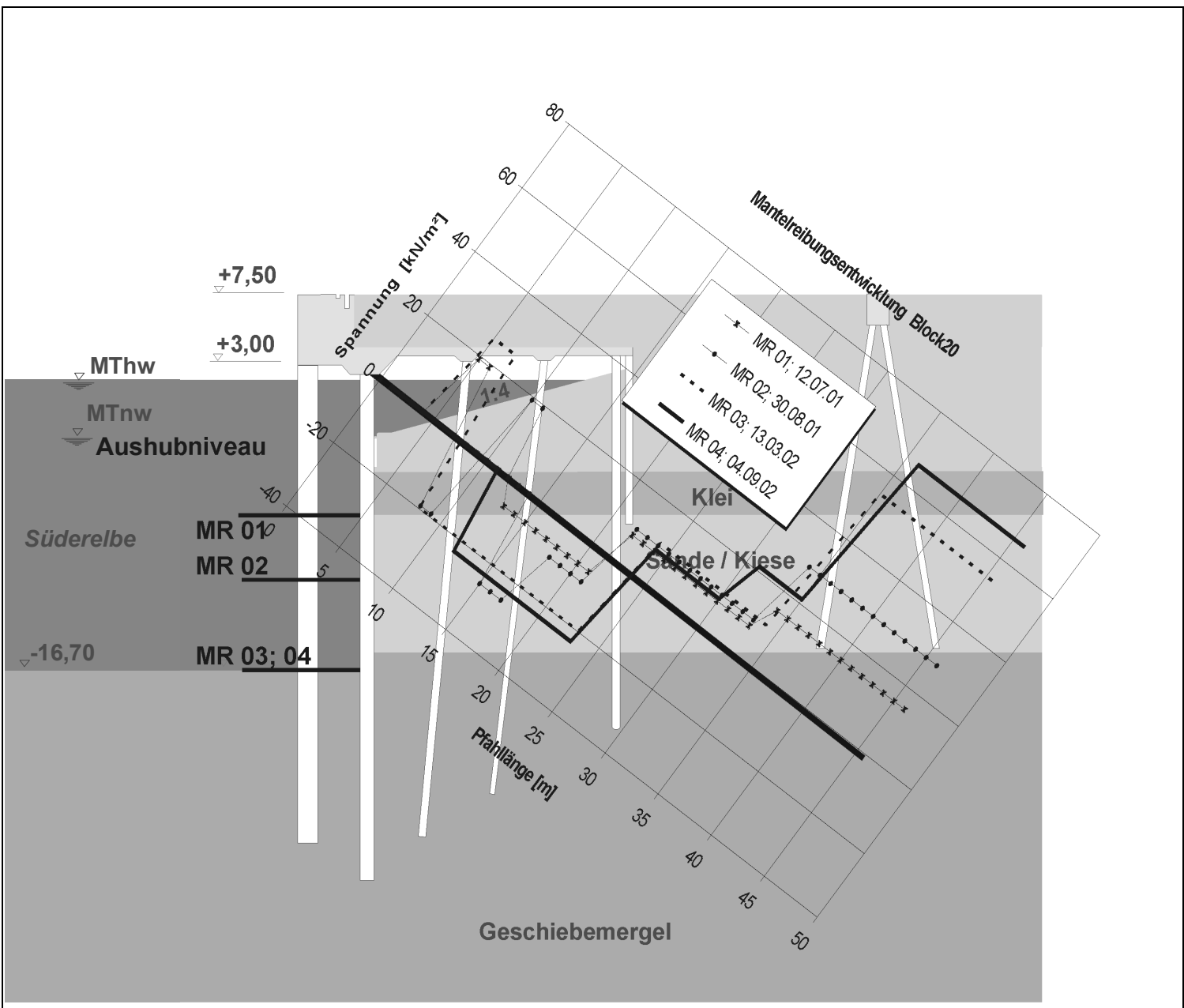


Bild 4.31 Entwicklung der Mantelreibung im Schrägpfahl Block 20

In allen drei untersuchten Querschnitten der Blöcke 10, 20 und 46 sind die berechneten Normalkräfte in den Schrägpfählen sowohl qualitativ als auch quantitativ vergleichbar (Bild 4.32). Der dargestellte Baugrundaufbau in Bild 4.32 entspricht dem aus Block 20, wo der Schrägpfahl im Geschiebemergel einbindet. In den Blöcken 10 und 46 trägt der Schrägpfahl seine Last ausschließlich in Sanden und Kiesen ab.

In den drei Messquerschnitten beginnt der Anstieg der Normalkräfte, der das Auftreten der negativen Mantelreibung kennzeichnet, nachdem der Schrägpfahl ca. 1 bis 2 Meter in dem Boden einbindet. Die Erhöhung der Normalkräfte findet ihr Maximum im Bereich des Kaiplattenendes bzw. des Fußpunktes der Sickerwasserschürze. Erst von dort wird die Zugkraft in den anstehenden Boden eingeleitet.

Das Maximum der Zugkräfte im Schrägpfahl tritt in dem Bereich auf, wo eine gradlinige Verbindung zwischen dem Fußpunkt der Sickerwasserschürze und dem Fußpunkt der Kaimauerwand die Wirkungslinie des Schrägpfahles schneidet. Der eingeschlossene Winkel zwischen dieser Verbindungslinie und der Horizontalen entspricht recht genau dem Gleitflächenwinkel ϑ_a .

Auffällig in dem Bereich von Pfahlmeter 23 bis 33 sind die relativ geringen Mantelreibungswerte von $\tau = 10 \text{ kN/m}^2$ bis $\tau = 25 \text{ kN/m}^2$ in den Sand- und Kiesschichten (Bild 4.33). Die Mantelreibungswerte sind dabei weitestgehend unabhängig vom Abbaggerungsgrad. Auf den letzten zehn bis vierzehn Metern des Schrägpfahles steigen die Mantelreibungswerte in Abhängigkeit vom Abbaggerungsgrad an und erreichen bei Aushub bis zur geplanten Hafensohle Werte bis zu $\tau = 70 \text{ kN/m}^2$ im Mergel und bis zu $\tau = 130 \text{ kN/m}^2$ im Sand-Kies-Gemisch.

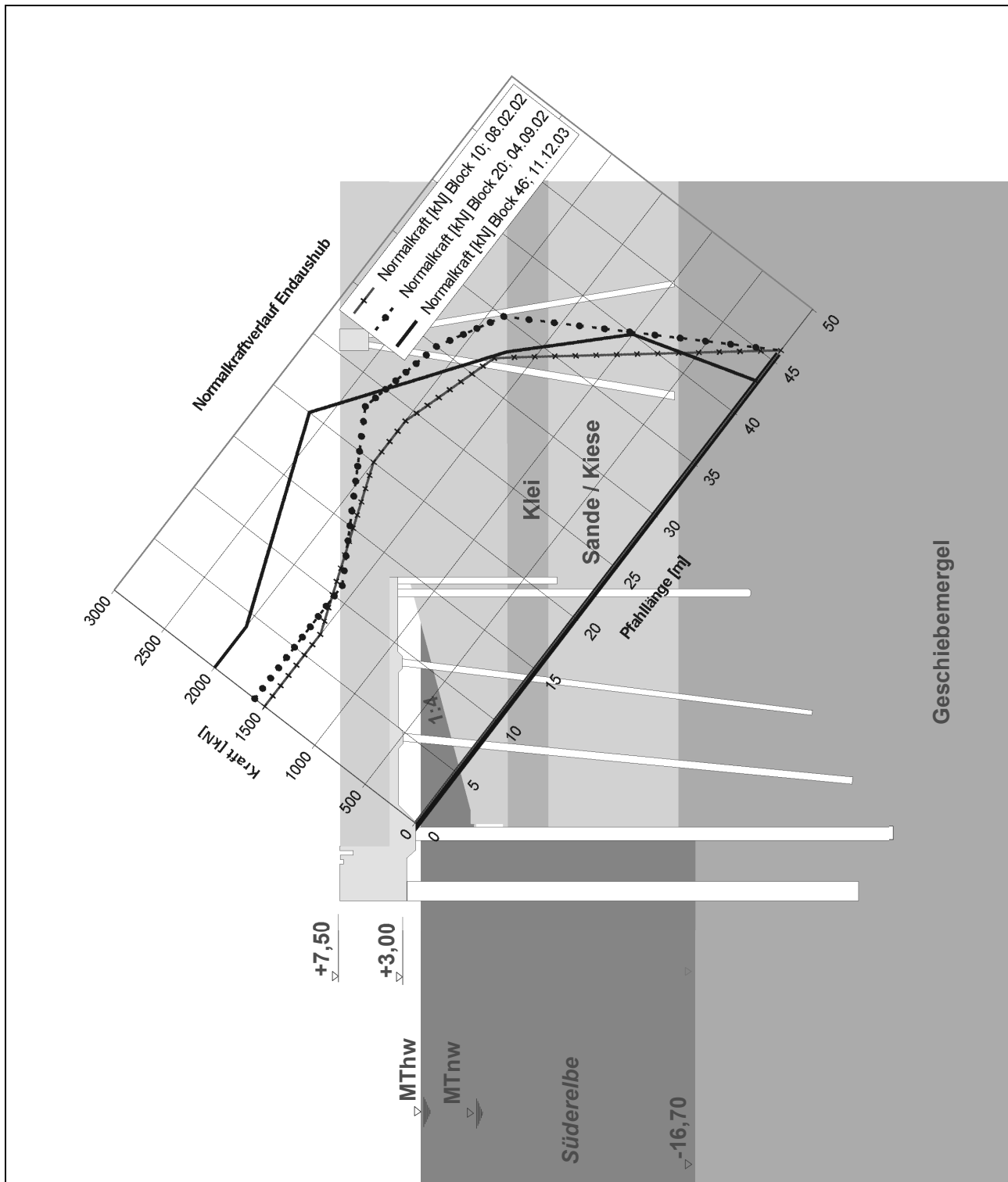


Bild 4.32 Normalkraftverlauf bei Endaushub im Schrägpfahl in Block 10, 20 und 46

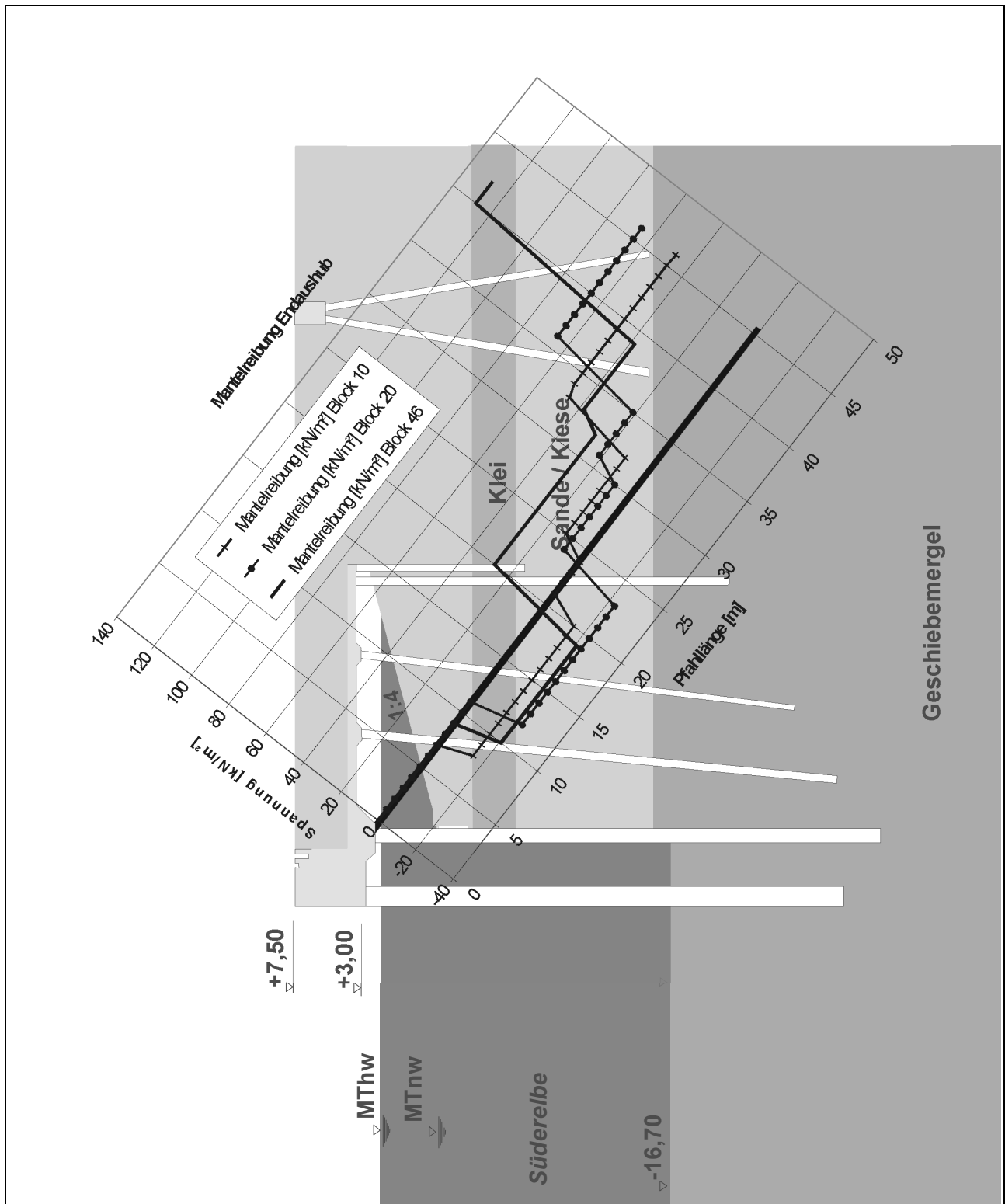


Bild 4.33 Mantelreibungsverlauf bei Endaushub im Schrägpfahl in Block 10, 20 und 46

4.5 Vergleich der Messergebnisse mit den Ergebnissen der statischen Berechnung

• Tragbohle

In der Statik für die Kaikonstruktion wurde zur Bemessung der Tragbohle die Hafensohle rechnerisch bei NN -20,80 m angesetzt, um Kolkbildungen und Abbaggerungstoleranzen bei der Herstellung der Hafensohle zu berücksichtigen. Damit die Messergebnisse mit den statischen Grundlagen verglichen werden können, wurde eine zweite Berechnung vom Statiker mit der geplanten Hafensohle bei NN -16,70 m durchgeführt.

In dieser zweiten Berechnung wurde eine Durchbiegung in Feldmitte von $f = 9,5$ cm ermittelt, dem gegenüber steht eine gemessene Verformung von $f = 4,5$ cm.

Infolge der angesetzten Belastungen ergaben sich rechnerische Feldmomente von $M_F = 1350$ kNm im Bereich der freigelegten Wand und von $M_E = -1200$ kNm im eingespannten Bereich der Kaimauerwand. Die aus den gemessenen Verformungen zurückgerechneten Momente ergaben $M_F = 700$ kNm und $M_E = -500$ kNm.

Um die unterschiedlichen Ergebnisse zu interpretieren, wurde eigens eine Vergleichsberechnung durchgeführt, die die Füllbohlen zwischen den Tragbohlen und die erhärtete Suspension berücksichtigte (s.a. Abschn. 3.1.4.3). Mit den entsprechenden Widerstandsmomenten der Füllbohlen und der erhärteten Suspension hinter der Kaimauerwand wurde die berechnete Verformung noch einmal reduziert und lag in der gleichen Größenordnung wie die gemessene Verformung. Die Suspension wurde mit der Festigkeit eines Betons B5 angesetzt.

• Erddruck und Porenwasserdruck

Die effektiven horizontalen Spannungen an der Kaimauerwand auf der Landseite erreichten nicht immer die rechnerischen Werte, lagen aber im Wesentlichen in der gleichen Größenordnung (Bild 4.34). Auf der Erddruckseite fielen die effektiven Spannungen vom Erdruchedruck auf den aktiven Erddruck ab. Die effektiven Spannungen verringerten sich auf ca. 30 % der Ausgangsspannungen.



Die Statik ergab für die Ort betonrammpfähle unterschiedliche Belastungen auf Grund der Anzahl der Pfähle pro Achse und ihrer Gründungstiefe. Als äußere Grenzlaster Q_{gr} wurden für die Pfahlreihen D und F in der Statik $Q_{gr} = 3500 \text{ kN}$ festgelegt. Für Pfahl D 139 wurde eine Gebrauchslast $F = 2000 \text{ kN}$ bei einer Stauchung $s = 5,2 \text{ mm}$ berechnet, für Pfahl F76 $F = 1900 \text{ kN}$ bei einer Stauchung von $s = 5,0 \text{ mm}$.

Aus den Verformungsgrößen ergaben sich Pfahllasten in Abhängigkeit des Tidewasserstandes von $Q = 1960 \text{ kN}$ bei MTnw ($Q = 1830 \text{ kN}$ bei MThw) für Pfahl D 139 bei einer Stauchung von $s = 5,4 \text{ mm}$ ($s = 4,9 \text{ mm}$). Bei Pfahl F 76 betrug $Q = 2600 \text{ kN}$ bei MTnw ($Q = 2350 \text{ kN}$ bei MThw) bei einer Stauchung von $s = 5,7 \text{ mm}$ ($s = 5,2 \text{ mm}$).

Bei Pfahl D 139 entsprechen die berechneten Belastungen und Verformungen unter der Annahme, dass die Betonsteifigkeit richtig gewählt wurde, den gemessenen Belastungen und Verformungen. Bei Pfahl F 76 sind die gemessenen Belastungen ca. 37% größer und die Verformungen ca. 14% größer als die berechneten Größen. Die Daten sind in Tabelle 4.4 zusammengestellt.

Tabelle 4.4: Vergleich der Pfahllasten aus der Statik und der Messung

| Wasserstand | Pfahl | Statik | | Messung | | Differenz | |
|-------------|-------|--------|-----------|---------|-----------|-----------|-----------|
| | | Kraft | Stauchung | Kraft | Stauchung | Kraft | Stauchung |
| | | [kN] | [mm] | [kN] | [mm] | [%] | [%] |
| MThw | D 139 | | | 1830 | 4,9 | - | - |
| MTnw | | 2000 | 5,2 | 1960 | 5,4 | - 2 | + 4 |
| MThw | F 76 | | | 2350 | 5,2 | - | - |
| MTnw | | 1900 | 5,0 | 2600 | 5,7 | + 37 | + 14 |

• Schrägpfahl

In der Statik wurde als Grenzlasterlast Q_{gr} die maximale Zugkraft von $Q_{gr} = 2920 \text{ kN}$ für den Schrägpfahl festgesetzt. Die maximale Gebrauchslast wurde zu $Q = 2000 \text{ kN}$ bestimmt. Am Ankerkopf wurde resultierend aus dem Erddruck und den horizontalen Lasten aus der Sickerwasserschürze eine Kraft von $A = 850 \text{ kN}$ errechnet.

Aus den Messungen ergaben sich am Ankerkopf ca. 1 Jahr nach Erreichen der geplanten Hafensole Zugkräfte von $A = 1500 \text{ kN}$ bis 2000 kN . Die Zugkräfte aus den Messungen beinhalten gleichfalls wie in der Statik die Belastungen aus Erd- und Wasserdruck sowie die Horizontallasten aus der Kaikonstruktion ohne Verkehrslasten. Der Schrägpfahl dehnte sich bei dieser Last um ca. $s = 16 \text{ mm}$.

Vergleicht man die gemessenen Dehnungen des Schrägpfahls aus den Gleitmikromettermessungen mit den gemessenen Dehnungen aus der statischen Probelastung (s. Bild 3.18), ist eine deutliche Differenz zwischen den Ergebnissen ersichtlich. Dies liegt

zum einen in der Versuchsdurchführung der Probelastung und zum anderen an dem seinerzeit geringen Einfluss der negativen Mantelreibung.

Bei der Probelastung, die ca. drei Wochen nach Einrammen des Schrägpfahles durchgeführt wurde, trägt der Schrägpfahl die Zugkräfte weitgehend über seine gesamte Länge ab. Die Reaktionskräfte aus den beiden benachbarten Schrägpfählen, die als Widerlager dienen, erhöhen den Spannungszustand um den zu prüfenden Pfahl (s. Abschnitt 3.2.2.1 und Bild 3.8) und damit die aktivierte Mantelreibung. Die Zugkräfte wurden innerhalb von ca. 6,5 Stunden in drei Laststufen aufgebracht. Zu dem wurden die Kraft und die eintretende Dehnung nur am Pfahlkopf g gemessen.

Die aus den Konsolidationsvorgängen in den Weichschichten resultierende negative Mantelreibung kann noch keinen signifikanten Einfluss ausüben, weil die Kaimauerwand noch geschlossen ist und somit die Entwässerungsbedingungen für die Konsolidation ungünstig sind. Weiterhin ist die Zeitdauer zwischen Rammung und Pfahlprobelastung verhältnismäßig gering. Der Einfluss von negativer Mantelreibung ist bei der Probelastung auch nicht messtechnisch zu erfassen. Sie führt eher zu einer geringeren Pfahlhebung am Pfahlkopf und zu größeren Verzerrungen im Pfahl.

Bei den zuletzt ausgewerteten Gleitmikrometermessungen im Block 10, 20 und 46 liegt der Schrägpfahl auf den ersten 5 – 6 Metern frei und trägt keine Zugkräfte über Mantelreibung in den Boden ab. Aus der Gesamtbewegung der Kaikonstruktion treten zusätzlich größere negative Mantelreibungskräfte auf, die zu weiteren Dehnungen entlang des Schrägpfahls führen. Daher ist die Summe der Einzeldehnungen entlang des Schrägpfahls nicht mit der Pfahlkopfhebung konform.

Aus den o. g. Gründen sind die Ergebnisse der Probelastung am Schrägpfahl nicht mit dem Verhalten in der Konstruktion vergleichbar.

4.6 Schlussfolgerungen aus dem in-situ-Versuch

Die Bemessung der einzelnen Konstruktionsteile in der statischen Berechnung erfolgt derart, dass die aus dem anstehenden Boden oder aus den angeschlossenen Bauteilen resultierenden Kräfte und Spannungen als äußere Einwirkungen auf das zu bemessende Bauteil angesetzt werden.

In dem in-situ-Versuch wurden die wesentlichen tragenden Bauteile der Kaikonstruktion untersucht. Dabei wurden die Verformungen der Bauteile gemessen und die resultierenden Spannungen aus dem Boden als Einwirkung auf die gemischte Spundwand ermittelt.

Die Ermittlung der Erddruckspannungen sowie die Bestimmung der Ortbetonrammpfähle unterhalb der Kaiplatte ergaben verhältnismäßig gute Übereinstimmungen mit den theoretischen Ansätzen in der Statik.

Die Verformungen der gemischten Spundwand ergaben dann eine sehr gute Kongruenz, wenn die Füllbohlen und die erhärtende Suspension mit ihren Steifigkeiten in Ansatz gebracht wurden. In der Statik wurden diese Elemente auf der sicheren Seite liegend nicht angesetzt.

Der gemessene Verlauf der Normalkraftverteilung im Schrägpfahl weicht gegenüber der Theorie zur Lastabtragung eines Ankerpfahles deutlich ab. Weder die Kraft an der Einleitungsstelle am Ankerkopf noch der Verlauf über gesamte Länge des Schrägpfahles stimmen mit dem statischen Ansatz überein. Signifikant ist der Verlauf der Normalkräfte unterhalb der Kaiplatte, der negative Mantelreibung aufweist, die nicht durch Konsolidationsvorgänge in den Weichschichten verursacht werden. Im Bereich des Kaiplattenendes kehrt sich das Vorzeichen der Mantelreibung am Pfahl um und der Schrägpfahl trägt seine Lasten in den Boden ab.

Zusammenfassend ist zu sagen, dass das Trag- und Verformungsverhalten der Kaikonstruktion in der Statik nicht richtig erfasst wird. Maßgebend ist dafür das Verformungsverhalten des Schrägpfahls. Mit Ausnahme des Schrägpfahls wird das abweichende Verhalten der Kaikonstruktion hinsichtlich der Dimensionierung durch die eingehaltenen Sicherheiten abgedeckt.

Das beschriebene Phänomen des Tragverhaltens des Schrägpfahls als Verankerungselement ist in dieser Art an einer Kaikonstruktion nicht bekannt. Mit Hilfe eines numerischen Modells wird versucht, eine Begründung für das Auftreten dieses Phänomens zu geben.

5 Eigene Untersuchungen zu Gleitmikrometermessungen

5.1 Allgemeines

Die Messergebnisse im vorangegangenen Kapitel deuten an, wie sensitiv die einzelnen Messinstrumente auf Veränderungen der Randbedingungen reagieren können. Speziell beim Gleitmikrometermessverfahren Randbedingungen können insbesondere einbaubedingte und messbegleitende Randbedingungen zu Messabweichungen führen.

Im Wesentlichen beziehen sich die Randbedingungen beim Einbau der Messrohre auf die Übertragbarkeit von Verformungen und die Verarbeitbarkeit der eingesetzten Zement-Bentonit-Suspension. Die messbegleitenden Randbedingungen betreffen die Qualität der Messwerte.

Um die Randbedingungen näher qualifizieren und quantifizieren zu können, wurden Labor- und Feldversuche durchgeführt. Die Untersuchungen und deren Ergebnisse sowie die Auswirkungen auf die Qualität der Messwerte werden in den folgenden Abschnitten dargestellt.

5.2 Zement-Bentonit-Suspension

5.2.1 Beschreibung der Suspensionsmaterialien

Die Zement-Bentonit-Suspension hat die elementare Funktion, die Dehnungen des Schrägpfahls mit dem Hüllrohr aus Stahl auf das Messrohr zu übertragen. Um die verlustfreie Übertragung der Verformungen zu gewährleisten, ist eine stabile Suspension mit geringem Absetzmaß erforderlich, die dennoch gute Fließeigenschaften über die Dauer des Einbaus besitzt.

Ausgewählt wurde eine Suspension mit hoher Festigkeit, hohem Zementgehalt und gutem Fließverhalten. Die Auswahl wurde nach Festigkeitsuntersuchungen verschiedener Mischungszusammensetzungen der Firma SOLEXPERTS aus Zürich getroffen. Bei diesen Untersuchungen wurden Zement-Ton-Suspensionen und Zement-Bentonit-Suspensionen hinsichtlich ihrer Festigkeit, Festigkeitsentwicklung und Pumpfähigkeit getestet [SOLEXPERTS, 1985].

Die ausgewählte Zement-Bentonit-Suspension bestand mengenmäßig aus folgender Zusammensetzung:

1000 kg Wasser

550 kg Zement

40,0 kg Bentonit

pro Kubikmeter Suspension.

Bei dem eingesetzten Zement handelte es sich um einen CEM III / B 32,5 NW/HS/NA chromatarm der Fa. Teutonia Zementwerk AG. Dies ist ein Hochofenzement (CEM III) mit einem Hüttensandanteil von 66 M.-% bis 80 M.-% (B) und einer Normfestigkeit von mindestens 32,5 N/mm². Er entwickelt eine niedrige Hydratationswärme (NW), besitzt einen hohen Sulfatgehalt (HS) und einen niedrigen wirksamen Alkaligehalt (NA). Es handelt sich um einen Zement mit besonderen Eigenschaften, der noch nicht europäisch genormt ist. Entsprechende Regelungen gehen aus der DIN 1164-1 hervor. Die Hochofenzemente erhärten langsamer als Portlandzemente und werden eingesetzt, um die Vorteile einer längeren Verarbeitungszeit und die größere Beständigkeit gegen aggressivere Medien zu nutzen [VDZ, 2000].

Bei dem Bentonit handelte es sich um den aktivierten Calciumbentonit Tixoton C7S der Fa. Süd-Chemie AG. Bentonit ist ein hochquellfähiger Ton, der zu 60 bis 80 M.-% aus dem Tonmineral Montmorillonit besteht. Montmorillonit ist der Gruppe der Smectite (quellfähige Dreischichtminerale) zuzuordnen. Bei den Smectiten besteht jede Silikatschicht aus zwei Tetraederschichten (T-Schicht) und einer Oktaederschicht (O-Schicht) in der Abfolge TOT. Die T-Schicht besteht aus tetraedrisch koordinierten Elementarzellen, bei denen ein Si⁴⁺-Zentralion von vier O²⁻-Ionen umgeben ist (Bild 5.1).

In einer Suspension liegen die Silikatschichten als kartenhaus- oder bänderartige Gefügestrukturen vor. Hierdurch werden Sedimentationstendenzen stark verringert. Die Suspension wird stabilisiert, indem das Bindemittel und ggf. Füllstoffe in Schwebelage gehalten werden. Na-Bentonite besitzen gegenüber Ca-Bentoniten bessere Quellfähigkeiten und rheologische Eigenschaften, kommen aber in der Natur seltener vor. Ca-Bentonite können in Na-Bentonite umgewandelt werden, indem durch Zugabe von Na₂CO₃ die Ca-Ionen in den Zwischenschichten gegen Na-Ionen ausgetauscht werden [IBECO, 1998]. Dieser Vorgang wird als Sodaaktivierung bezeichnet.

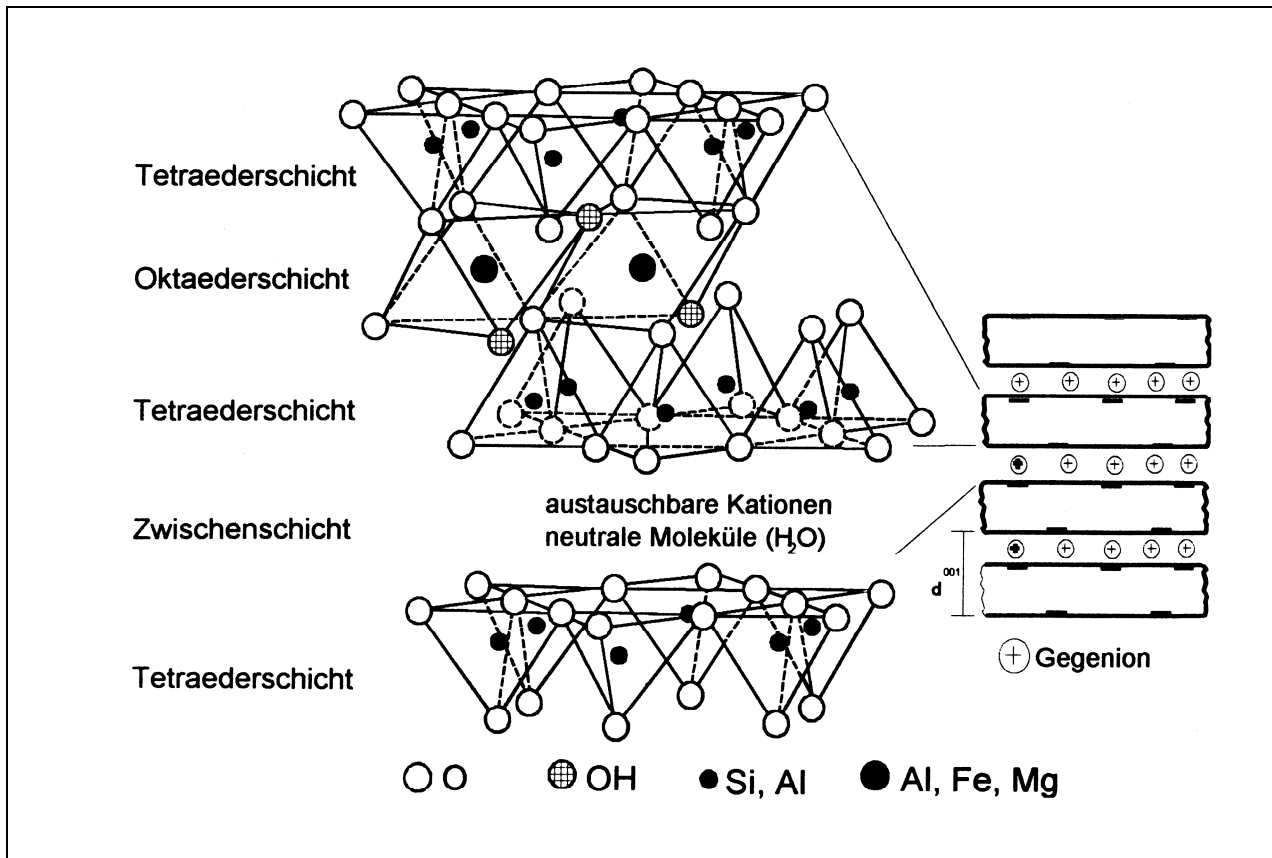


Bild 5.1 Modell eines Dreischichtminerals [IBECO, 1998]

Zusammenfassend werden nachfolgend die Hydratationsvorgänge in einer Zement-Bentonit-Suspension kurz vorgestellt.

Die Hydratation läuft bei allen Zementen im Wesentlichen vergleichbar ab. Unmittelbar nach dem Anmachen (Zugabe von Wasser) beginnen chemisch-physikalische Reaktionen. Dabei werden Klinkerminerale, vorwiegend der Portlandzementklinker, in wasserhaltige Verbindungen umgewandelt, die als Hydratphasen bezeichnet werden. Portlandzementklinker enthält vier wesentliche Bestandteile, die je nach vorliegenden Anteilen für das Festigkeitsverhalten und die Festigkeitsentwicklung entscheidend sind:

| | | |
|------------------------|---|---------------------------|
| Tricalciumsilicat: | $3 \text{ CaO} \cdot \text{SiO}_2$ | (C_3S) |
| Dicalciumsilicat: | $2 \text{ CaO} \cdot \text{SiO}_2$ | (C_2S) |
| Tricalciumaluminat: | $3 \text{ CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$ | (C_3A) |
| Calciumaluminatferrit: | $4 \text{ CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{Fe}_2\text{O}_3$ | (C_4AF) |

Eine wichtige Rolle nimmt bei der Hydratation das Calciumsulfat CaSO_4 ein, das ein vorzeitiges Ansteifen des Zementleimes verhindert, indem es mit dem C_3A reagiert. Bei dieser Reaktion entstehen die wasserreichen Verbindungen Trisulfat (Ettringit) und Monosul-

fat, die sich um das Zementkorn legen. Der anfänglich heftige Hydratationsprozess kommt vorerst zur Ruhe (Ruhe- oder Induktionsperiode). Der Zementleim besitzt in dieser 1. Hydrationsstufe noch keine Festigkeit und ist weiterhin verarbeitbar.

Neben den bereits vorhandenen Trisulfatkristallen, die in ihrer Größe vorerst konstant bleiben, bilden sich die ersten Kristalle des Calciumsilicathydrates (CSH). Der Zementleim wird steifer und dies kennzeichnet den Erstarrungsbeginn. Diese langfaserigen Kristalle bilden das Zementgel. Sie überbrücken nach und nach die Zwischenräume zwischen den Zementpartikeln und sorgen für eine zunehmende Verfestigung in der 2. Hydrationsstufe. Das Erstarrungsende ist erreicht, wenn die Zwischenräume überbrückt sind und ein festes Gefüge besteht.

In der dritten Hydrationsstufe wird das Gerüst durch die kurzfaserigen Kristalle des Calciumsilicathydrates weiter verfestigt und der Porenraum nimmt weiter ab (Erhärtungsphase). Bild 5.2 zeigt die einzelnen Phasen während der Hydratation [VDZ, 2000].

Zur vollständigen Hydratation des Zementes wird mindestens ein Wasserzementwert von $w/z = 0,4$ benötigt. Von diesen 40 M.-% Wasser sind nach Ablauf der Hydratation 25 M.-% chemisch in den Hydratationsprodukten gebunden. Die Gelporen, das ist der Porenraum im Zementgel, enthalten ca. 15 M.-% des Wasseranteils. Bei einem w/z -Wert von $w/z > 0,4$ entstehen zwangsläufig Kapillarporen, deren Anteil im Gefüge mit steigendem w/z -Wert zunimmt (Bild 5.3). Ein hoher w/z -Wert führt aus diesem Grund auch zu einer Minderung der Festigkeit und gleichzeitig zu höherer Durchlässigkeit.

Bei dem Vorhandensein von Bentonit tritt eine weitere chemische Reaktion ein, die die Induktionsphase verlängert. Durch den Kontakt des Bentonits mit dem Calciumsulfat werden teilweise Na-Ionen aus den Zwischenschichten im Bentonit gegen Ca-Ionen aus der Zementkornoberfläche ausgetauscht. Die Induktionsphase wird um die Zeitdauer verlängert, bis sich die calciumarme Oberfläche am Zementkorn wieder regeneriert hat [KAYSER, 1995].

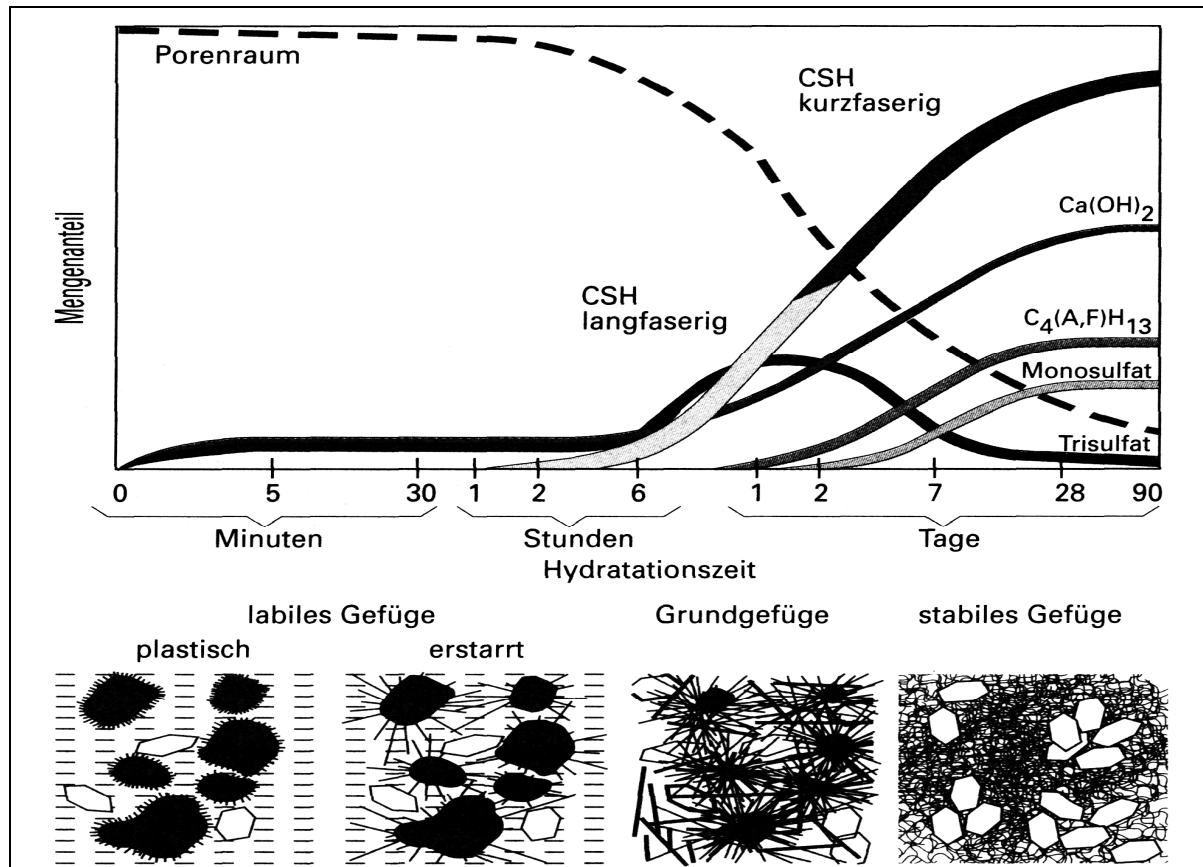


Bild 5.2 Darstellung der Hydratphasen und der Gefügeentwicklung bei der Hydratation [VDZ, 2000]

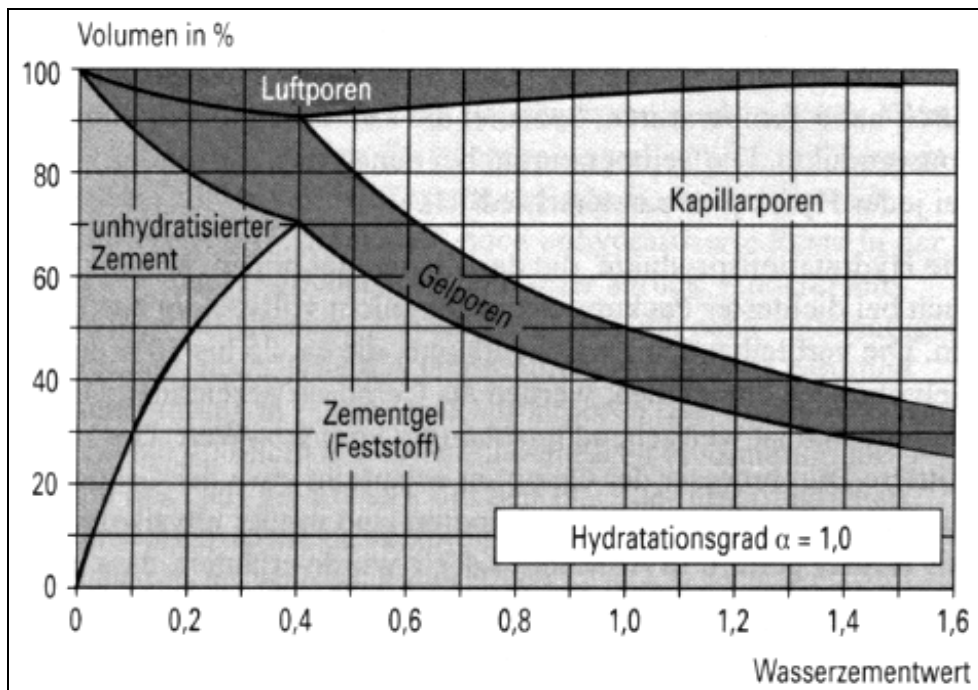


Bild 5.3 Zusammensetzung des Zementsteinvolumens in Abhängigkeit vom w/z-Wert [VDZ, 2000]

5.2.2 Herstellung und Einbau

Nach dem Einbau des Messrohres am Schrägpfahl wurde der verbleibende Ringraum im Hüllrohr aufgefüllt. Zur Herstellung der Zement-Bentonit-Suspension wurde zuerst das Wasser mit dem Bentonit vermischt. Mit einem entsprechenden Rührwerk wurde die Suspension ca. 7 Minuten dispergiert. Nach einer Quellzeit von 15 Minuten wurde die Bentonitsuspension wieder aufgerührt, die gebildeten Gefügestrukturen zwischen den Tonmineralen dadurch zerstört und der Zement zugegeben. Danach wurde nochmals ca. 7 Minuten gerührt.

Nach Fertigstellung wurde die Zement-Bentonit-Suspension umgehend in den verbleibenden Bereich zwischen Hüll- und Messrohr von unten nach oben verfüllt. Das Verfüllen erfolgte mittels einer Mohnopumpe, die die Suspension durch einen $\frac{3}{4}$ "-Schlauch pumpte. Der Schlauch war am Fuß des Messrohres befestigt und mit eingezogen worden.

Nach dem ersten Befüllen setzte sich die Suspension innerhalb von 24 Stunden um mehrerer Meter ab. Am folgenden Tag wurden diese oberen Meter nochmals aufgefüllt, dieses Mal von oben. Das nochmalige Absetzen der Suspension wurde durch das nachfolgende Einbetonieren des Aufsatzstückes für die Haspel kompensiert.

Beim Absetzen der Suspension entsteht an ihrer Oberfläche ein dünner, wenige Zentimeter dicker Schmierfilm, der nicht abbindet und auch durch die nachgefüllte Suspension nicht mehr verdrängt werden kann. Eine in diesem Bereich ggf. einbindende Messmarke ist dann mit dem zu messenden Objekt nicht kraftschlüssig verbunden. Derartige Imperfektionen sind durch labile Messwerte erkennbar.

An den Messstellen im Block 10 und 20 befinden sich diese Imperfektionen in der Suspensionsmatrix im Bereich des Kaimauerkopfes, wie Lotungen im Ringraum gezeigt haben. Für die Auswertung der Schrägpfahlmessungen haben sie jedoch keine Bedeutung.

5.2.3 Versuche an der Zement-Bentonit-Suspension

5.2.3.1 Allgemeines

Die Übertragbarkeit der Verformungen über die Zement-Bentonit-Suspension auf das Messrohr ist zu gewährleisten. Um diese Eigenschaft zu überprüfen, wurden vor der Festlegung der Rezeptur verschiedene Suspensionen mit variierenden Zusammensetzungen

untersucht. In den nachfolgend beschriebenen Versuchsdurchführungen wurden die Mengenzusammensetzungen geändert.

Die Behältergröße, Rührwerkzeuge und Chargengröße wurden auf den Einsatz in situ abgestimmt und in den Laborversuchen verwendet, da sonst Auswirkungen auf die Ergebnisse zu erwarten gewesen wären [KAYSER, 1995].

Zur weiteren Verifizierung der Eigenschaften des eingesetzten Zements und Bentonits wurden in zwei Versuchsreihen die jeweiligen Anteile eines Zugabematerials variiert. Das Hauptaugenmerk lag auf der Verarbeitbarkeit und Stabilität der Suspension beim Verfüllen sowie auf der Festigkeit der Suspension.

In der ersten Versuchsreihe wurde die Zugabemenge des Bentonits bei konstantem w/z-Wert ($w/z = 1,82$) geändert, in der zweiten Versuchsreihe blieb der Bentonitanteil (40 kg auf 1000 kg Wasser) konstant und der w/z-Wert wurde durch unterschiedliche Zementzugaben variiert.

Zu jeder durchgeführten Versuchsreihe wurden die Kennwerte Frischsuspensionsdichte ρ , Marshzeit t_M , Fließgrenze τ_f und Absetzmaß a an der Frischsuspension bestimmt und die einaxiale Druckfestigkeit q_u mit Wassergehalt und Dichte an den erhärteten Suspensionen ermittelt. Jede Versuchsreihe bestand aus mindestens drei Serien.

Zur abschließenden Untersuchung der Übertragbarkeit der Verformungen wurde eine Teststrecke im Labor entwickelt und gebaut. Zur Verfüllung des Hohlraumes zwischen dem Messrohr und dem Hüllrohr aus Aluminium wurde dabei die Zement-Bentonit-Suspension verwendet, die auch in situ eingesetzt wurde, weil sie für die Verformungsmessungen die besten Suspensionskennwerte hinsichtlich Verarbeitung und Steifigkeit lieferte.

5.2.3.2 Versuche mit konstantem w/z-Wert und variabler Bentonitzugabe

In der ersten Versuchsreihe mit wechselndem Bentonitgehalt wurden auch unterschiedliche Quellzeiten des Bentonits untersucht. Vom gleichzeitigen Anmischen mit Zement bis zum mehrtägigen Quellen vor der Zementzugabe gaben die ermittelten Kennwerte zusätzliche Aufschlüsse über die Suspensionseigenschaften. Tabelle 5.1 zeigt die Zusammenstellung der rheologischen Untersuchungsergebnisse. Die Mischungsverhältnisse (Bentonit/Zement in kg) bezogen sich auf 1000 kg Wasser. Mischung M 1 entsprach der Mi-

schung im Großversuch, M 2 und M 3 waren Mischungen mit gleicher Vorquellzeit wie M 1, M 4 hatte eine Vorquellzeit von 24 Stunden, M 5 von mehreren Tagen und bei Mischung M 6 wurden die Materialien gleichzeitig eingemischt. Die in Tabelle 5.1 dargestellten Werte sind Mittelwerte aus den drei Teilversuchen je Versuchsreihe.

Tabelle 5.1: Kennwerte der Frischsuspensionen mit variablen Bentonitgehalten

| Bentonit/Zement | kg/m ³ | M 1 (40/550) | M 2 (10/550) | M 3 (60/550) | M 4 (40/550) | M 5 (40/550) | M 6 (40/550) |
|---------------------------------|-------------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| Dichte [t/m ³] | ρ | 1,33 | 1,30 | 1,34 | 1,33 | 1,33 | 1,33 |
| Marshzeit [sec] | t_M | 41,3 | 30,7 | 73,3 | 41,6 | 43,1 | 29,8 |
| Fließgrenze [N/m ²] | τ_F | 8,0 | 5,0 | 16,0 | 8,9 | 8,7 | 8,3 |
| Absetzmaß [%] | a | 13,4 | 32,8 | 8,5 | 12,2 | 11,9 | 17,9 |

Die Ergebnisse zeigen, dass der Bentonit einen wesentlichen Einfluss auf die Stabilität der Frischsuspension hat. Mit steigendem Bentonitgehalt wird das Absetzverhalten günstiger und die Suspension steifer, welches sich an den niedrigeren Absetzmaßen und höheren Marshzeiten ablesen lässt.

Kleinere Absetzmaße bedeuten, dass der zu verfüllende Ringraum entlang der Messstrecke nach der Verfüllung weniger Diskontinuitäten in der Suspensionsmatrix aufweist.

Hohe Marshzeiten besitzen den Nachteil, dass sie beim Verfüllen von unten nach oben einen größeren Fließwiderstand im Verfüllschlauch und im verbleibenden Ringraum entwickeln und dementsprechend die Pumpleistung darauf ausgelegt sein muss. Bei Schnecken- oder Wellenpumpen treten durch das abrasive Verhalten des Zementkornes nach einiger Zeit Druckverluste oder reduzierte Pumpleistungen auf. Liegen Schnecke oder Welle nicht mehr an der Kammerwand an, verbleibt ein Teil der Suspension in der Druckkammer und verringert die Pumpleistungen. Als vorteilhaft erweist es sich, wenn sich während des Betriebes der Pumpe die Ablauföffnung unterhalb der Druckkammer befindet. Die Strömungsverhältnisse in der Pumpe sind günstiger und die Suspension setzt sich in der Druckkammer weniger ab.

Beim Einfüllen von oben in das Hüllrohr kann sich die Suspension mit hohen Marshzeiten in dem engen Verfüllraum an Unebenheiten (Übergang Messmarke/Rohr) aufhängen, so

dass Hohlräume entstehen können. Messmarken würden damit keinen oder ungenügenden Kontakt zum Messobjekt bekommen.

Das gleichzeitige Anmischen des Bentonits mit dem Zement (M 6) hat negative Auswirkungen auf die Stabilität der Suspension und führt zu höheren Absetzmaßen. In Folge des sofort beginnenden Hydratationsprozesses bindet das Bentonit nicht genügend freie Wassermoleküle in die Zwischenschichten ein und kann somit nur eingeschränkt das stabilisierende Gefüge in der Suspension aufbauen. Gleichzeitig werden teilweise Na-Ionen aus dem Bentonit gegen Ca-Ionen aus dem Zement ausgetauscht und das Quellvermögen des Bentonits vermindert.

Die Quellzeit des Bentonits hat auf die rheologischen Eigenschaften der Frischsuspension keinen signifikanten Einfluss. An den Dichtekennwerten der erhärteten Suspensionsproben (s. Tabelle 5.2) sowie an deren einaxialen Druckfestigkeiten (Bild 5.4) ist dagegen zu sehen, wie der Anteil des Bentonits sowie seine Quellzeit vor dem Anmischen die Eigenschaften verändern.

Die Mischungen M 2 und M 6 haben bedingt durch ihre höheren Dichten (festeres und dichteres Gefüge in der Erhärtungsphase) auch höhere Endfestigkeiten nach 56 Tagen. Die Mischungen M 1, M 4 und M 5 sind in der Zusammensetzung gleich, haben demnach auch vergleichbare Festigkeiten, die Quellzeit hat keine Bedeutung. Der höhere Anteil an Bentonit in Mischung M 3 macht sich in der Festigkeit nicht signifikant bemerkbar.

Tabelle 5.2: Kennwerte der erhärteten Proben nach 56 Tagen mit wechselnden Bentonitgehalten und Quellzeiten

| Mischung | W/Z/B | Quellzeit | Feuchtdichte [g/cm ³] |
|----------|-------------|-----------|-----------------------------------|
| M 1 | 1000/550/40 | 15 min | 1,41 |
| M 2 | 1000/550/10 | 15 min | 1,51 |
| M 3 | 1000/550/60 | 15 min | 1,40 |
| M 4 | 1000/550/40 | 24 h | 1,41 |
| M 5 | 1000/550/40 | Tage | 1,41 |
| M 6 | 1000/550/40 | keine | 1,43 |

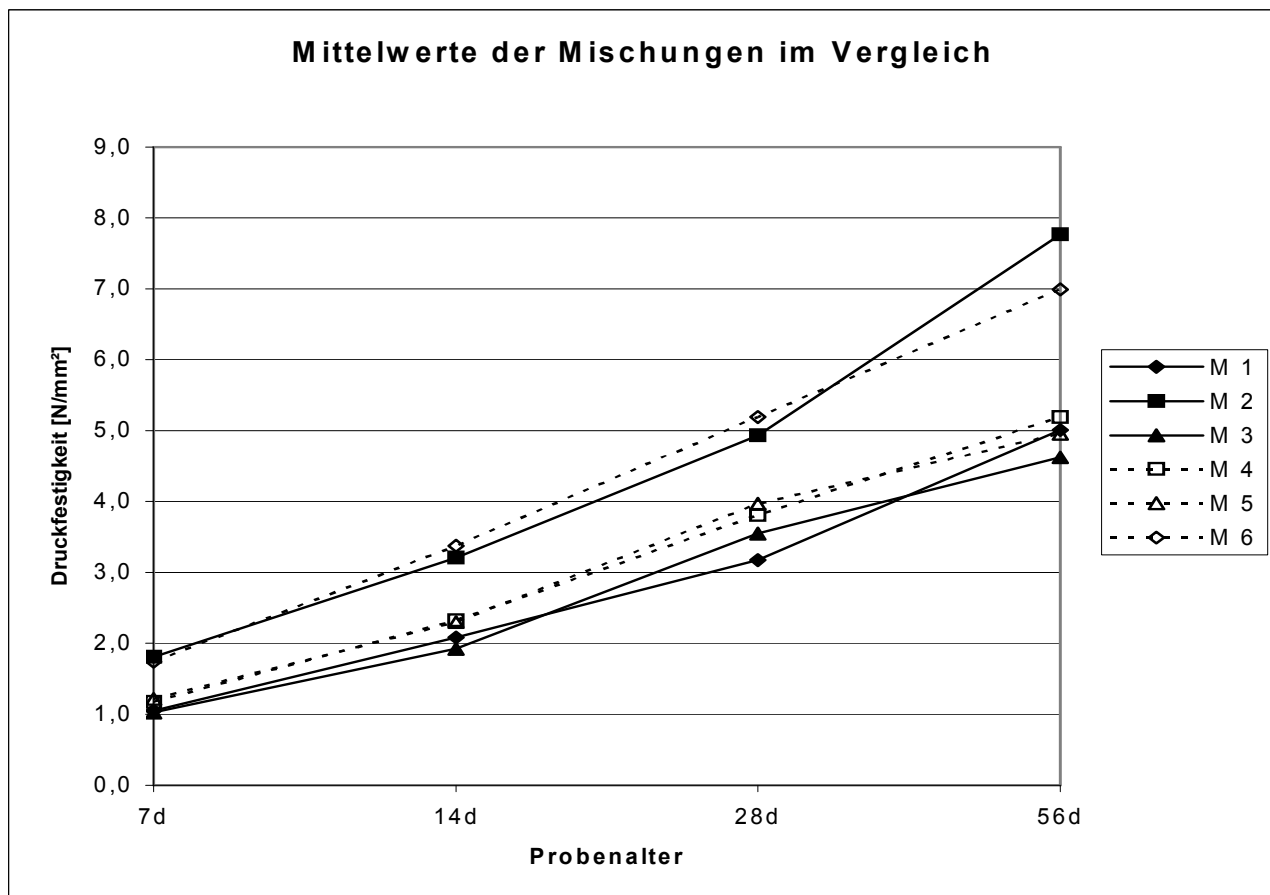


Bild 5.4 Einaxiale Druckspannungen mit wechselnden Bentonitgehalten und Quellzeiten

5.2.3.3 Versuche mit konstanter Bentonitzugabe und variablem w/z-Wert

In der folgenden Versuchsreihe wurde der w/z-Wert (Tabelle 5.3) verändert. Die Mischungsverhältnisse (Bentonit und Zement in kg) bezogen sich wiederum auf 1000 kg Wasser.

Tabelle 5.3: Kennwerte der Frischsuspension mit variablen w/z-Werten

| Bentonit/Zement | kg/m ³ | M 1 (40/833) | M 2 (40/667) | M 3 (40/550) | M 4 (40/500) |
|---------------------------------|-------------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| Dichte [t/m ³] | ρ | 1,45 | 1,39 | 1,34 | 1,31 |
| Marshzeit [sec] | t_M | 47,0 | 40,6 | 37,5 | 36,3 |
| Fließgrenze [N/m ²] | τ_F | 18,5 | 10,6 | 8,0 | 8,0 |
| Absetzmaß [%] | a | 7,0 | 9,5 | 12,6 | 14,7 |

Tabelle 5.4: Kennwerte der erhärteten Proben nach 56 Tagen mit variablen w/z-Werten

| Mischung | W/Z/B | Quellzeit | Feuchtdichte [g/cm ³] |
|----------|-------------|-----------|-----------------------------------|
| M 1 | 1000/833/40 | 15 min | 1,55 |
| M 2 | 1000/667/40 | 15 min | 1,48 |
| M 3 | 1000/550/40 | 15 min | 1,44 |
| M 4 | 1000/500/40 | 15 min | 1,40 |

Diese Versuchsreihe zeigt, dass mit kleinerem w/z-Wert (Mischung M1) die Suspension zäher und steifer wird. Deutlich wird dies durch längere Marshzeiten und höhere Fließgrenzen. Gleichzeitig sinkt das Absetzmaß, weil sich durch den größer werdenden Zementanteil früher ein stützendes Korngerüst zwischen den Bentonitteilchen ausbildet. Der Vorteil der geringeren Anzahl an Diskontinuitäten beim nachträglichen Auffüllen infolge des kleineren Absetzmaßes steht dem Nachteil der schlechteren Verarbeitbarkeit gegenüber. Eine zähere Suspension birgt weiterhin die Gefahr, den Bereich zwischen Hüll- und Messrohr nicht hohlraumfrei zu verfüllen.

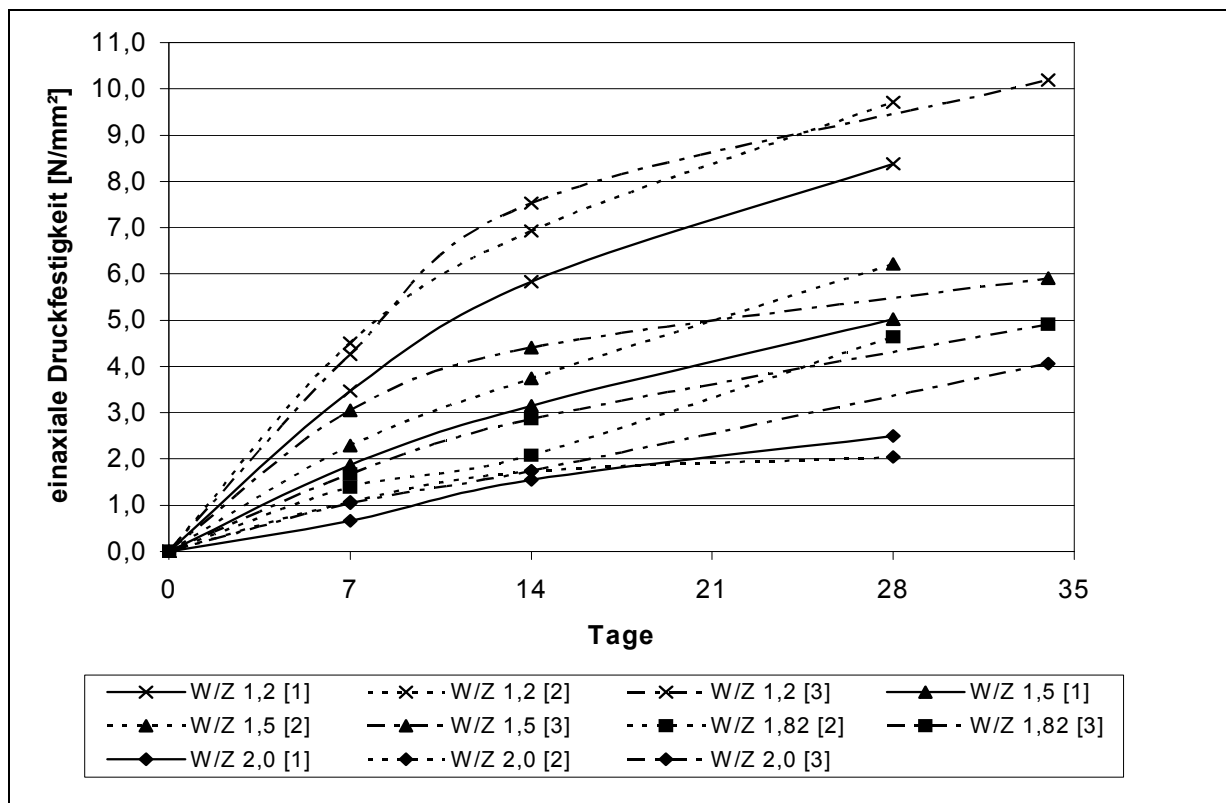


Bild 5.5 Einaxiale Druckfestigkeiten mit variablen w/z-Werten

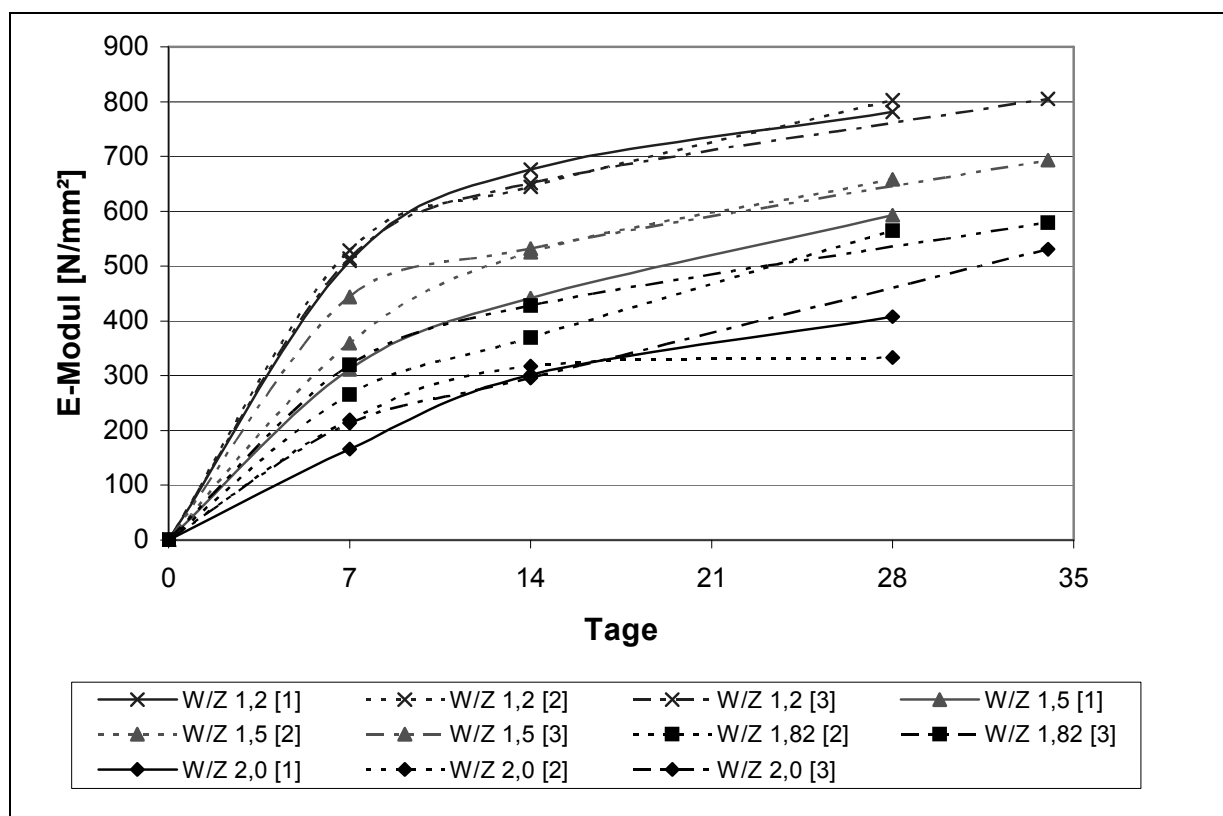


Bild 5.6 Steifigkeiten mit variablen w/z-Werten

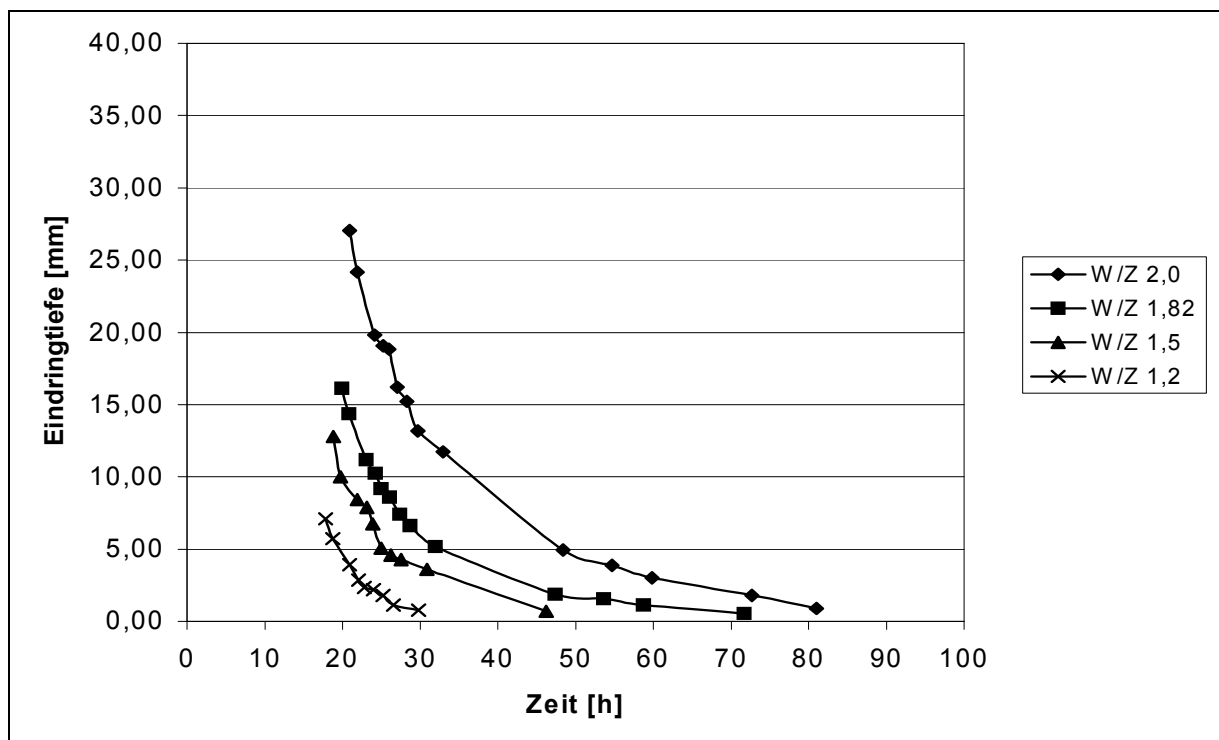


Bild 5.7 Erstarrungsverhalten der Suspensionen mit variablen w/z-Werten

Erwartungsgemäß treten die größeren Festigkeiten (Bild 5.5), die größeren Steifigkeiten (Bild 5.6) und das frühere Erstarren bzw. Erhärten (Bild 5.7) bei den Suspensionen mit größerem Zementgehalt auf.

Die Ergebnisse der Druckfestigkeiten und Steifigkeiten korrelieren miteinander, da die Steifigkeiten aus dem Druckversuch mit bestimmt werden. Nach 35 Tagen ist bei sämtlichen angesetzten Mischungen die Endfestigkeit noch nicht erreicht. Dieses Verhalten ist in der chemisch-mineralogischen Zusammensetzung des Zementes begründet. Dieser Zement besitzt langsame Erhärtungseigenschaften, die längere Verarbeitungszeiten gewährleisten. Bei solchen Zementen kann die Erhärtung erst nach mehreren Monaten abgeschlossen sein.

Der Erstarrungsbeginn und das Erstarrungsende (Erhärten) werden mit dem Vicat-Nadelgerät nach DIN EN 196 Teil 3 bestimmt. Bei diesem Versuch wird die Eindringtiefe einer Nadel mit definierter Querschnittsfläche und definiertem Gewicht gemessen. Die Eindringtiefe wird abgelesen, sobald die Nadel nicht mehr tiefer einsinkt, spätestens jedoch nach 30 Sekunden. Das Eindringen der Nadel in die zu untersuchende Probe von 10 mm definiert den Beginn des Erstarrens. Eine Eindringtiefe von 1 mm bestimmt das Ende des Erstarrens und damit den Beginn des Erhärtens.

Für die in situ eingesetzte Zement-Bentonit-Suspension bedeutet das ein Erstarrungsbeginn nach ca. 25 Stunden und ein Erstarrungsende von ca. 70 Stunden.

Die lange Erhärtungsphase, bedingt durch den langsam reagierenden Zement, führt zu hygrischen Verformungen in der Zement-Bentonit-Suspension. In der Baupraxis haben diese Verformungen keine relevante Bedeutung, da sie sich im Zehntelmillimeterbereich pro Meter bewegen. Im Genauigkeitsbereich des Gleitmikrometers sind die hygrischen Verformungen dagegen messbar.

Auf Grund des Bau- und Abaggerungsfortschrittes konnte die Erhärtungsphase im Block 10 nicht eingehalten werden, da nach 2 Wochen Abbindezeit die Nullmessung durchgeführt werden musste. In Block 20 wurden Messungen nach ca. zwei Wochen und nach ca. drei Monaten (Nullmessung Block 20) nach Einbau der Messrohre durchgeführt. Infolge des Abbindens der Zement-Bentonit-Suspension ergaben sich Verformungen in Form von Stauchungen im Messrohr, die zur besseren Visualisierung in Kräfte umgerechnet wurden (Bild 5.8). Es ergaben sich „Kräfte“ von ca. 300 kN am Pfahlkopf, die kontinuierlich und

annähernd linear in Richtung Pfahlfuß auf ca. 50 kN abnehmen. Diese „Kräfte“ wurden bei der Auswertung der Messungen in Block 10 mit berücksichtigt.

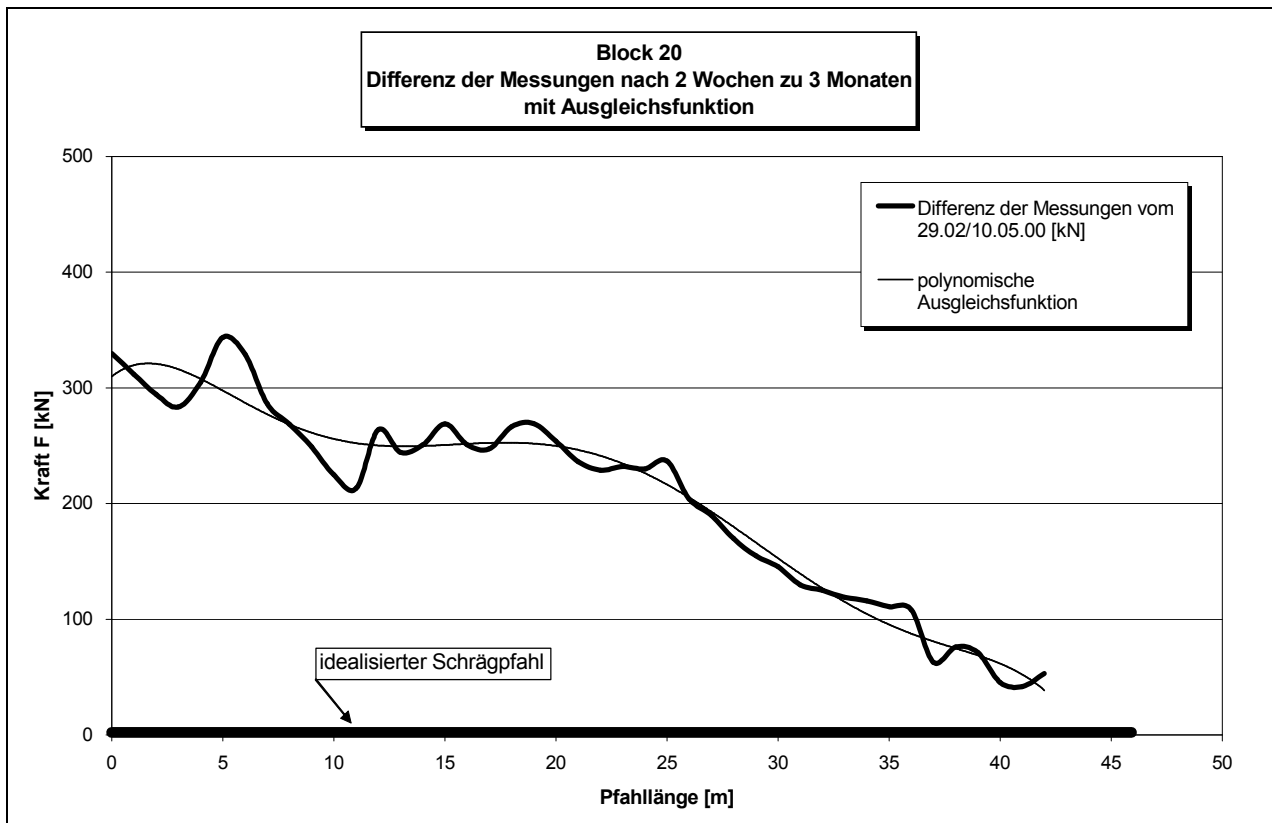
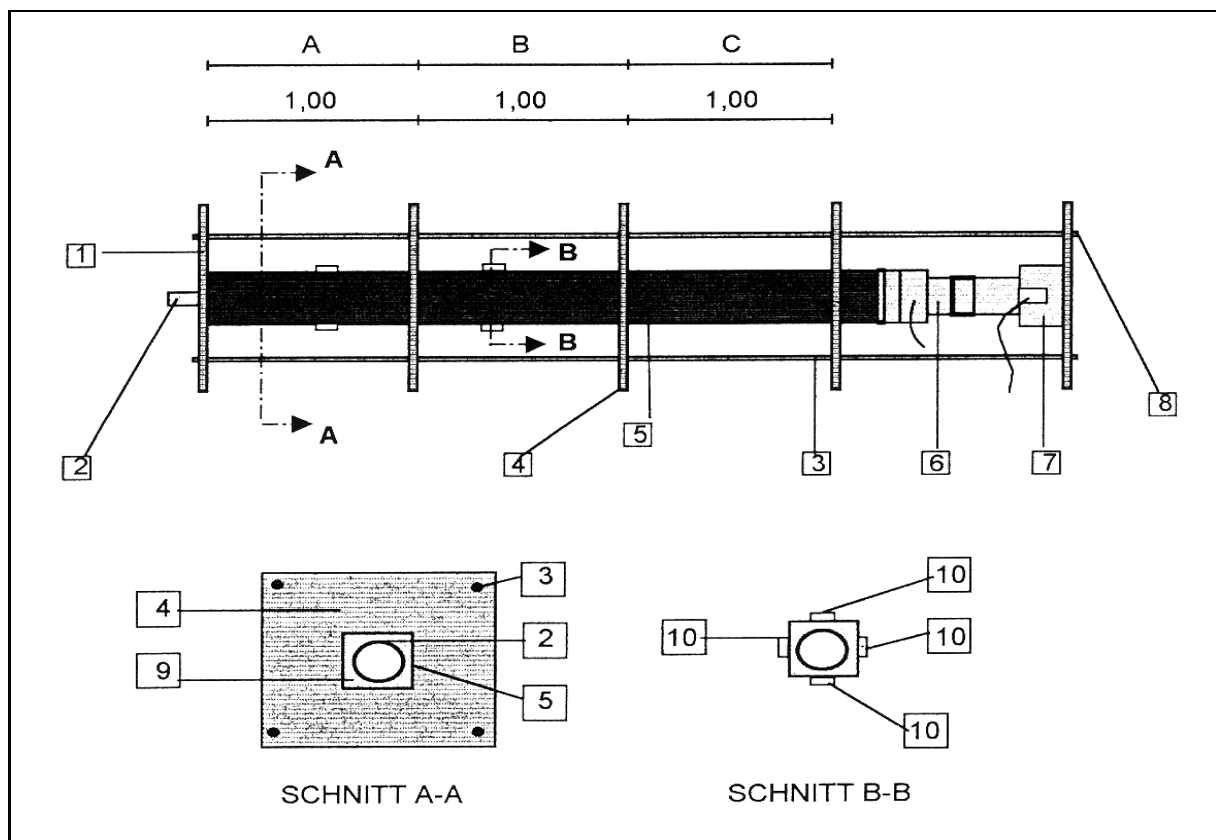


Bild 5.8 Differenz der Messungen nach 2 Wochen zu 3 Monaten mit Ausgleichsfunktion

5.2.3.4 Verformungsübertragung durch die Suspension

Um die Übertragbarkeit der Verformungen vom Messobjekt zum Messrohr über die Suspension zu untersuchen, wurde zusätzlich zur Bestimmung der Suspensionskennwerte eine Versuchsstrecke (Bild 5.9) aufgebaut. Die Längenänderungen des als Prüfobjekt verwendeten Aluminiumrohres und die des Messrohres konnten getrennt erfasst werden. Auf dem Aluminiumrohr wurden für die Verformungsmessung Dehnungsmessstreifen appliziert. Die Verzerrungen im Messrohr wurden mit dem Gleitmikrometer erfasst. Gleichzeitig wurde die auf das Aluminiumrohr aufgebrachte Zug- oder Drucklast über eine Kraftmessdose kontrolliert.



- mit:
- 1 Stahlplatte
 - 2 Gleitmikromettermessrohr
 - 3 Stahlzugstangen
 - 4 Aluminiumplatten als Abstandshalter
 - 5 Aluminiumrohr $a \times a = 10 \times 10 \text{ cm}^2$
 - 6 Kraftmessdose
 - 7 Hydraulische Presse
 - 8 Kontermuttern
 - 9 Zement-Bentonit-Suspension
 - 10 Dehnungsmessstreifen (DMS)

Bild 5.9 Schematischer Aufbau der Teststrecke

Exemplarisch für die durchgeführten Zugversuche kann das Ergebnis in Bild 5.10 herangezogen werden. Die Abweichungen der umgerechneten Messwerte von den Gleitmikromettermessungen (GMM) zu den Dehnungsmessstreifen (DMS) betragen ca. 1%. Ähnliche Versuchsergebnisse sind bei den eigenen Druckversuchen [s.a. MÜLLER-KIRCHENBAUER, 2000] ermittelt worden.

Bei Vergleichsuntersuchungen von Gleitmikromettermessungen zu Dehnungsmessstreifen an Kaianlagen wurde ein Maß für die Güte der Korrelation aufgestellt [SCHNEEHAIN,

1994]. Je kleiner der Wert der „Relativen Quadratische Abweichung“ (RQA) ist, desto größer ist die Übereinstimmung der Ergebnisse der Messsysteme. Die Korrelationen bewegten sich bei den vergleichbaren Systemen zwischen $RQA = 0,0031$ und $RQA = 0,019$, diese Ergebnisse sind übertragbar auf die eigenen Versuche.

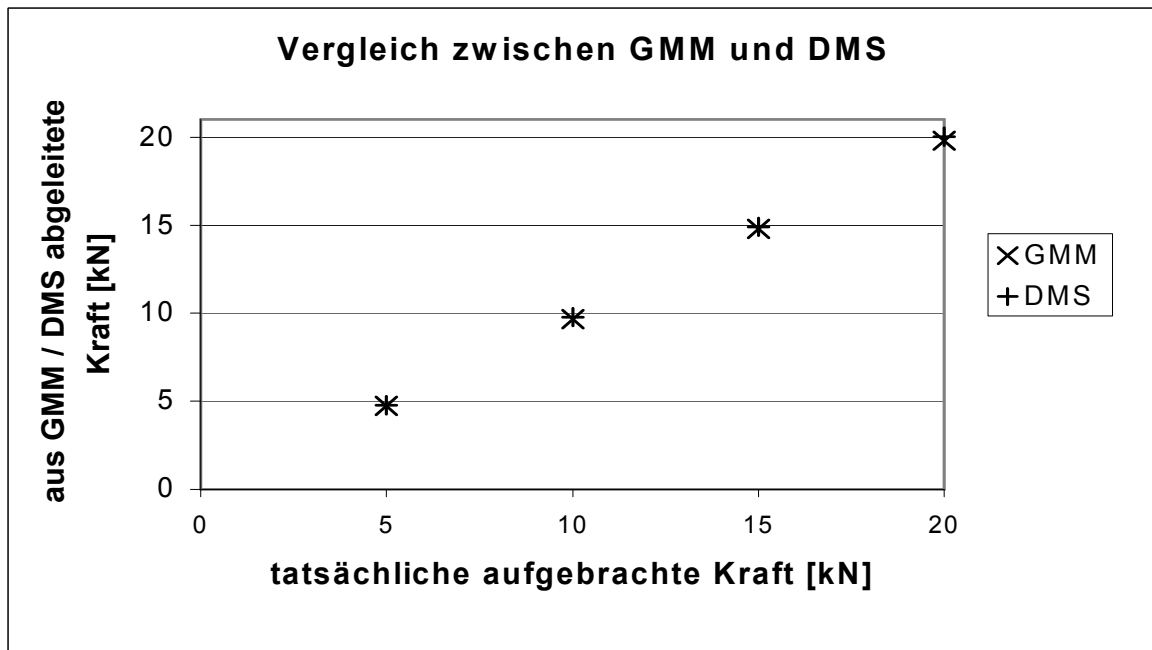


Bild 5.10 Kräftevergleich Dehnungsmessstreifen (DMS) zu Gleitmikrometer (GMM)

Die Übertragung der Verformungen über die Suspension auf das Messrohr ist nach diesen Untersuchungen und Auswertungen ohne Einschränkungen für die verwendete Rezeptur gewährleistet. Die auftretenden Abweichungen der einzelnen Messsysteme entlang der Teststrecke waren systemgebundene, zufällige Abweichungen. Ein signifikanter, zu berücksichtigender Einfluss der Suspension auf die Rückrechnung der Messwerte war nicht feststellbar, wenn die entsprechende Abbindezeit eingehalten wurde.

5.2.3.5 Schlussfolgerungen aus den Untersuchungen an der Zement-Bentonit-Suspension

Folgende Erkenntnisse sind aus den durchgeführten Untersuchungen zu ziehen:

- Die Versuchsergebnisse von SOLEXPARTS AG (1985) wurden durch die erweiterten Untersuchungen an der eingesetzten Zement-Bentonit-Suspension bestätigt.

- Für die Verfüllung des Ringspaltes ist zur Durchführung von Dehnungsmessungen an Stahlprofilen mit dem Gleitmikrometer eine zementreiche Suspension zu wählen. Die Suspension mit den hohen Steifigkeiten gibt die aufgezwungenen Verformungen uneingeschränkt auf das Messrohr weiter.
- Die Übertragbarkeit der Verformungen über die Suspension auf das Messrohr konnte durch die Untersuchungen an der Teststrecke aufgezeigt werden.
- Zur Stabilität der Suspension und Minimierung des Absetzmaßes sollte der Bentonitanteil eines Na-Bentonits oder eines aktivierten Ca-Bentonits ca. 7% vom Zementanteil betragen.
- Für die Suspension ist ein Zement einzusetzen, dessen Erstarrungsphase früher als bei dem ausgewählten Zement einsetzt. Dadurch sind die Endfestigkeiten der Suspension früher zu erreichen.
- Das sorgfältigere Verfüllen des Hohlraumes wird durch das Einbringen der Suspension von unten nach oben erreicht. Auf Grund des begrenzten Schlauchdurchmessers sollte die Fließgrenze $\tau_f < 10 \text{ N/mm}^2$ betragen und die Marshzeit unter $t_M = 45 \text{ sec}$ liegen. Diese Kennwerte ergaben sich aus den Frischsuspensionsuntersuchungen. Sie werden als Grenzparameter für eine gut pumpbare Suspension ang. setzt.

5.3 Gleitmikrometermessungen am Schrägpfahl

5.3.1 Allgemeines

Da die linienförmige Deformationsmessung entlang des Schrägpfahles die Grundlage für die Rückrechnung darstellt, ist die Qualität der Ergebnisse der Rückrechnung natürlich in starkem Maß von der Qualität der Messergebnisse abhängig. Um den Begriff Qualität der Messergebnisse genauer zu spezifizieren und Grundlagen für die weiteren Untersuchungen zu schaffen, werden nachfolgend Begriffe zur Messgenauigkeit und dem damit verbundenen Begriff Messabweichung erläutert:

- Genauigkeit: Der Begriff Genauigkeit beschreibt die Übereinstimmung eines gemessenen Wertes mit dem eines tatsächlich vorhandenen Wertes, dem wahren Wert.

- Streuung: Der Begriff Streuung beschreibt die Abweichungen mehrerer Messwerte zu dem Mittelwert dieser Messwerte, wenn mehrere durchgeführte Messungen mit dem gleichen Gerät und unter gleichen (nicht: vergleichbaren) Bedingungen und ohne Veränderung der zu messenden Größe nicht exakt gleiche Ergebnisse erzielen.
- Messabweichung: Unter Messabweichung wird die Abweichung eines Messwertes zu seinem wahren Wert verstanden und steht somit analog zur Definition des Begriffs der Genauigkeit. Die Messtechnik unterscheidet mehrere Arten von Messabweichungen: die so genannte grobe Messabweichung, die systematische Messabweichung und die zufällige Messabweichung.

Grobe Messabweichungen geschehen durch Unachtsamkeit oder Unerfahrenheit des Messpersonals. Messungen mit derartigen Fehlern können auch nicht zur Auswertung herangezogen werden und werden daher nicht weiter betrachtet.

Systematische Messabweichungen sind in jeder Messung enthalten und können auch unter Wiederholungsbedingungen nicht entdeckt werden. Es kann sich dabei um einen Fehler mit einem konstanten Betrag handeln, der beispielsweise durch fehlerhafte Einstellungen am Messgerät entsteht. Andere Messabweichungen treten infolge zeitlicher Veränderungen auf wie z. B. Abnutzung oder Alterung. Durch regelmäßige Wartung und ordnungsgemäße Kalibrierungen sind Abweichungen dieser Art deutlich zu reduzieren. Heben sich systematische Messabweichungen durch die Art der Messdurchführung nicht auf, sind die sich darauf beziehenden Rückrechnungen mit Fehlern behaftet.

Zufällige Messabweichungen sind Abweichungen, die bei häufigeren Messungen unter gleichen Randbedingungen um den wahren Wert streuen. Dieser wahre Wert muss dabei nicht mit dem aus den Messvorgängen ermittelten mittleren Wert übereinstimmen. Die Abweichungen um den Mittelwert werden als Streuung bezeichnet.

In den folgenden Abschnitten werden verschiedenartige Einflüsse auf die Ermittlung der Messwerte beschrieben. Bei diesen Untersuchungen wurden auch nochmals Einflüsse betrachtet, die bereits vom Hersteller in Form von Abweichungen angegeben waren. Weitere äußere Randbedingungen waren nicht quantifizierbar, sondern nur über eine statistische Abschätzung erfassbar wie z.B. der Querschnitt des Schrägpfahles. Einige Einflüsse wurden auf Grund der Erfahrungen aus den früheren Messprogrammen untersucht wie

z.B. der Tideinfluss beim Messvorgang. Andere Untersuchungen ergaben sich aus dem allgemeinen Gebrauch des Messinstrumentes zur Reduzierung systematischer Messabweichung wie beim Gebrauch der stabilisierenden Messkette an der Gleitmikrometersonde.

Das Ziel dieser Untersuchungen war die Bestimmung der Größe der Streuungen sowie die Reduzierung sowohl systematischer als auch zufälliger Messabweichungen. Die Größe der einzelnen Streuungen in Summe bestimmte letztendlich die Qualität und Aussagekraft der Rückrechnungen aus den Messungen.

5.3.2 Kalibriervorgang

Zu Beginn und am Ende einer jeden Messreihe wurde eine Kalibrierung durchgeführt, um einen Vergleich der einzelnen Versuchsreihen untereinander zu ermöglichen. Zugleich diene dies der Kontrolle der ordnungsgemäßen Funktion der Gleitmikrometersonde.

Die Kalibrierung der Gleitmikrometersonde wird in einer eigenen Kalibriervorrichtung durchgeführt. Die Kalibrierstrecke wird permanent unter nahezu gleichen Temperaturbedingungen gelagert. Die Kalibriervorrichtung besteht aus einem INVAR-Stahlrahmen und enthält zwei Kalibrierstrecken $e_{(1)}$ und $e_{(2)}$ mit vorgegebener Länge (Bild 5.11).

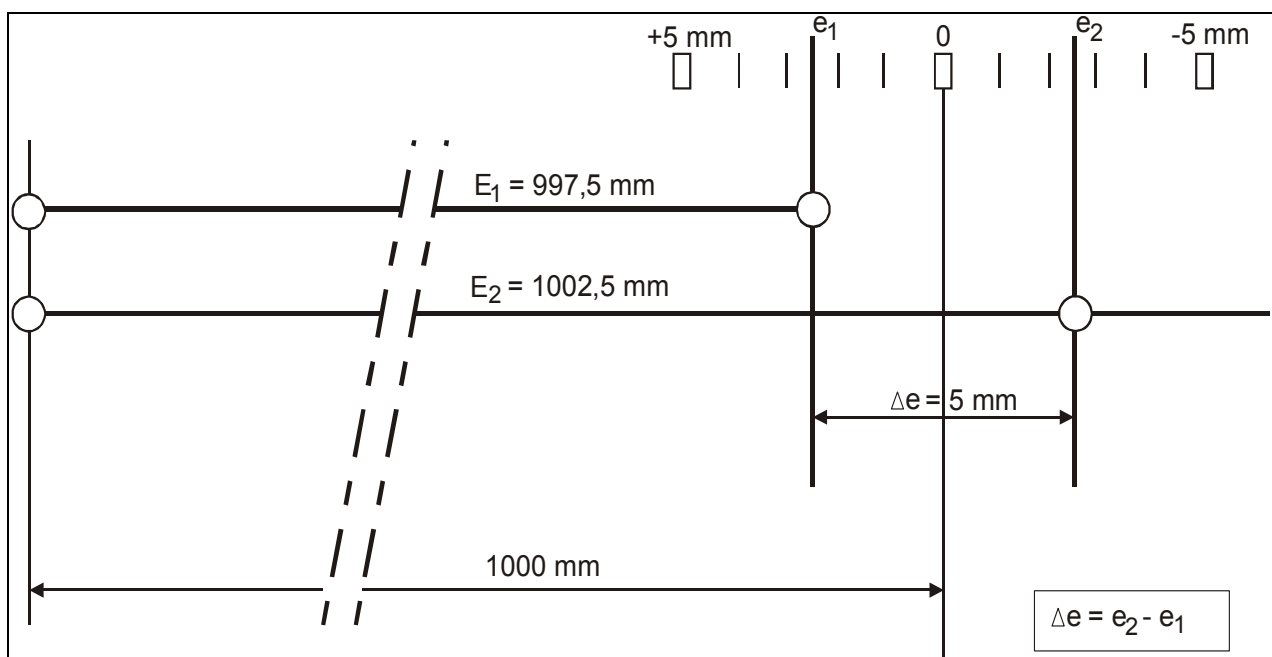


Bild 5.11 Schema Kalibrierstrecke

Vor der Kalibrierung wird die Messausrüstung aufgebaut und das Ablesegerät (SDC) für ca. 20 Minuten eingeschaltet. Anschließend wird die Gleitmikrometersonde bei Position $e_{(1)}$ in die Kalibriervorrichtung eingeführt, verspannt und der abgelesene Messwert notiert. Diese Messung wird insgesamt mindestens 3-mal mit annähernd konstanten Messwerten durchgeführt. Der arithmetische Mittelwert dieser 3 Einzelmessungen ergibt den Kalibrierwert $e_{(1)}$.

Die wiederholte Durchführung bei Position $e_{(2)}$ ergibt analog den Kalibrierwert $e_{(2)}$.

Aus den so ermittelten Kalibrierwerten $e_{(1)}$ und $e_{(2)}$ werden Δe und die Nullpunktverschiebung Z-Zero berechnet:

$$\Delta e = e_{(2)} - e_{(1)} \quad [\text{Digit}] \quad (5.1)$$

$$Z - \text{Zero} = \frac{e_{(1)} + e_{(2)}}{2} \quad [\text{Digit}] \quad (5.2).$$

Abschließend wird der vom Hersteller gelieferte Wert der Kalibriervorrichtung [mm] durch Δe dividiert. Dies ergibt den Z-Faktor:

$$Z - \text{Faktor} = \frac{\text{bekannter Kalibrierwert}}{\Delta e} \quad [\text{mm/Digit}] \quad (5.3).$$

Mit der Bestimmung des Nullpunktes und des Z-Faktors werden die Messwerte m_i [Digits] in Dehnungen nach folgender Vorschrift berechnet:

$$\varepsilon = (m_i - Z - \text{Zero}) \cdot Z - \text{Faktor} \quad [\text{mm}] \quad (5.4).$$

Die Genauigkeit des Messgerätes zur Umrechnung der Messwerte in Längenänderungen wurde ebenso in mehreren ausführlichen Studien im Labor untersucht. Sie bestätigen die Ergebnisse (Bild 5.12) aus früheren umfangreichen Versuchen [KOVÁRI et al.; 1979] bzw. minimierten die Abweichungen sogar.

Die Abweichungen der einzelnen Messwerte untereinander betrugen bei den eigenen Versuchen in der Kalibrierstrecke maximal 1 Digit, so dass sich eine mittlere Abweichung ausgedrückt in Dehnungen von rund $\varepsilon = 3 \cdot 10^{-7}$ ergab.

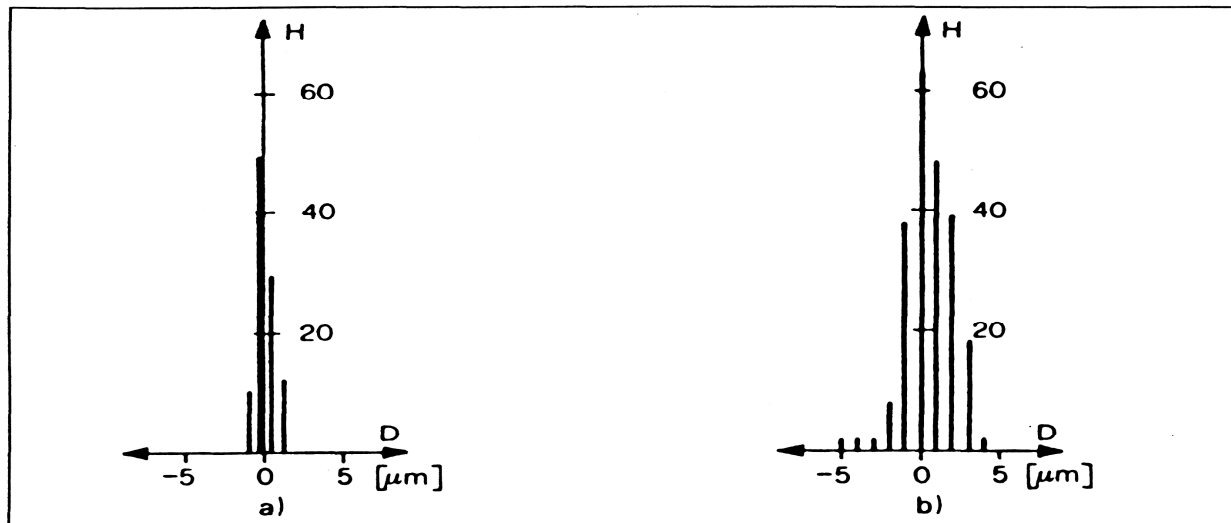


Bild 5.12 Histogramme in der a) Kalibrierstrecke b) Feldmessung (H = Häufigkeit der Messungen; D = Abweichung vom Mittelwert) [KOVÁRI et al., 1979]

5.3.3 Messverfahren

Das Messen mit der Gleitmikrometersonde ist ein manuelles Messverfahren. Bei manuellen Messverfahren ist der Einfluss des Durchführenden auf die Qualität der Messwerte zu besorgen. Die Fehlergröße durch die Durchführenden wurde bestimmt, indem jeweils komplette Messungen mit DOWN- und UP-Messungen (Hin- und Rückmessung) gegenübergestellt wurden oder die Probanden jeweils abwechselnd eine DOWN- oder UP-Messung durchführten.

Ein Wechsel des Messpersonals führt nach den Auswertungen der Messungen nicht zu signifikanten Abweichungen der Messwerte. Die Toleranzen der Messwerte der einzelnen Probanden untereinander bewegten sich in der gleichen Größenordnung wie die Messtoleranzen eines Durchführenden bei DOWN- und UP-Messung.

Eine weitere mögliche Fehlerquelle durch den Durchführenden liegt in der manuellen Aufnahme der Messwerte. Sie werden vom Anzeigegerät in schriftlicher Form aufgenommen und in die selbst entwickelten Programmdateien zur Auswertung übertragen. Diese groben Abweichungen, die infolge Schreibfehler vor Ort oder bei der Übertragung ins Programm auftreten können, werden durch Mittelwertbildung und deren i.d.R. deutlichen Streuung erkannt und korrigiert. Von den über 5000 Messwerten, die allein bei der Durchführung der

Messungen im in-situ-Großversuch gewonnen wurden, mussten lediglich zwei Messwerte auf Grund dieser Überprüfung korrigiert werden.

5.3.4 Stahlparameter

Die Herstellung eines gewalzten Stahlprofils erfolgt nach vorgegebenen Maßen für Profilhöhe, Flanschbreite, Stegdicke und Flanschdicke. Die Maße sind in der DIN EN 10034 mit entsprechenden Toleranzmaßen festgelegt. Die Grenzen für das Unterschreiten eines Sollmaßes sind dabei enger gesetzt als die für ein Überschreiten. Zusätzlich gilt eine weitere Vorgabe für das gesamte Profil, bei der die Gesamtmasse des Profils von der Nennmasse nicht mehr als $\pm 4\%$ abweichen darf. Die Abweichung der Masse ist direkt proportional zur Abweichung der Querschnittsfläche.

Die Abweichungen zum Sollmaß eines Profils sind zufällig und streuen somit um den wahren Wert. Für die Beurteilung der entstehenden Messabweichungen sind die einzelnen Abweichungen der Teilquerschnittsgrößen des Stahlprofils vom Sollmaß untergeordnet, da sie summarisch von der Vorgabe der gesamten Nennmasse beschränkt werden. Für die weitere Betrachtung wird die Abweichung der Nennmasse direkt auf die Querschnittsfläche bezogen.

Bei der Auflösung des Gleitmikrometers von 1 Digit und einem angenommenen E-Modul des Stahls von $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$ beträgt die Genauigkeit zur Bestimmung der Kraft $F = 0,21 \text{ N pro mm}^2$ Querschnittsfläche. Bei dem eingesetzten Stahlträger HTM 600 * 136 mit den angeschweißten Winkelprofilen beträgt die Querschnittsfläche $A = 21.640 \text{ mm}^2$. Somit entsprechen infolge der Beziehung

$$F = A \cdot E \cdot \varepsilon \quad (5.5)$$

$$1 \text{ Digit} = 4,54 \text{ kN} \quad (5.6).$$

Die Abweichungen auf Grund der Imperfektionen bei der Profilverstellung sind mit $\pm 0,18 \text{ kN/Digit}$ quantifizierbar. Der Einfluss der Querschnittsänderung ist hier sekundär, weil die Verformungen immer an der gleichen Stelle gemessen wurden. Für die absolute Größe der auftretenden Normalkraft ist der wahre Querschnitt entscheidend.

Ein weiterer die Messergebnisse beeinflussender Faktor ist der Elastizitätsmodul des Stahls. Der Variationskoeffizient des E-Moduls von Baustahl beträgt $1 - 3\%$ [PETER,

1993]. Bei einer Abweichung von drei Prozent vom Standardwert $E = 210.000 \text{ kN/m}^2$ beträgt die Ungenauigkeit $\pm 0,13 \text{ kN/Digit}$.

Es ist erkennbar, dass der absolute Fehler bei der Auswertung der Messungen proportional zur eingetretenen Verformung ist. Die Abweichungen der errechneten Normalkraft können maximal bis zu 7% auf Grund der Toleranzen des Stahlquerschnittes und des E-Moduls betragen.

Da die wahre Verteilung der Istwerte des Schrägpfahlprofils nicht bekannt und bestimmbar ist, werden für die Auswertung der Messungen die vorgegebenen Sollwerte angesetzt.

5.3.5 Lage der Messrohre

Das Messrohr wurde nach dem Rammen des Schrägpfahles in das angeschweißte L-Profil eingeführt und der Ringraum mit einer Zement-Bentonit-Suspension verfüllt. Die Lage des Messrohres konnte anschließend nicht mehr exakt bestimmt werden. Um die Normalkräfte entlang des Schrägpfahls zu bestimmen, müssen die beiden Messrohre den gleichen Abstand zur Systemlinie (Schwerpunkt) besitzen. Für den Krümmungsverlauf ist der tatsächliche Abstand zur Systemlinie ausschlaggebend.

Das Innenmaß der Hüllrohre mit $100 \times 100 \text{ mm}$ und der Außendurchmesser der Messrohre mit $\varnothing = 68 \text{ mm}$ ergab einen Ringspalt von rund 32 mm (Bild 5.13). Bei der Auswertung ist es sinnvoll, eine mittige Lage im oberen und unteren Hüllrohr anzunehmen. Die zufälligen Abweichungen der Messrohrlage sind abzuschätzen.

Der ungünstigste Fall zur Bestimmung der Krümmungslinie liegt vor, wenn sich die Abstände der Messrohre zur Systemlinie vergrößern. Die gemessenen Dehnungen in den Messrohren wären dann in Bezug auf den mittleren Abstand zur Systemlinie ($d = 220,5 \text{ mm}$) in Abhängigkeit der eingetretenen Außermittigkeit ($\max e = 16 \text{ mm}$) und in Bezug zur auftretenden Biegung zu korrigieren. Tritt beispielsweise Biegung (unten Zug) auf und liegt das obere Messrohr im Hüllrohr oben an, wäre die gemessene Dehnung mit dem Faktor $220,5/236,5$ (Fehler: 7,25%) zu korrigieren. Im unteren Messrohr, das unten aufliegen könnte, wäre die gemessene Dehnung mit dem Faktor $236,5/220,5$ (s.a. Bild 5.13) zu berichtigen. Die Korrektur der Dehnungen in Abhängigkeit der tatsächlichen Lage des Messrohres zur angenommenen mittigen Position beträgt maximal $\pm 7,25 \%$.

Je größer der Anteil der Biegung an den Gesamtverformungen ist, desto größer sind die Ungenauigkeiten in der Bestimmung der Verformungen infolge reiner Normalkraft. Bei zusätzlichen Verformungen infolge Biegung (Krümmungen) sind diese herauszurechnen, wobei der Abstand der Messrohre zur Systemlinie dann stärkeren Einfluss nimmt, je größer der Biegeanteil an der Verformung ist. Der Fehler bei der Berechnung der Krümmung wird anteilig größer.

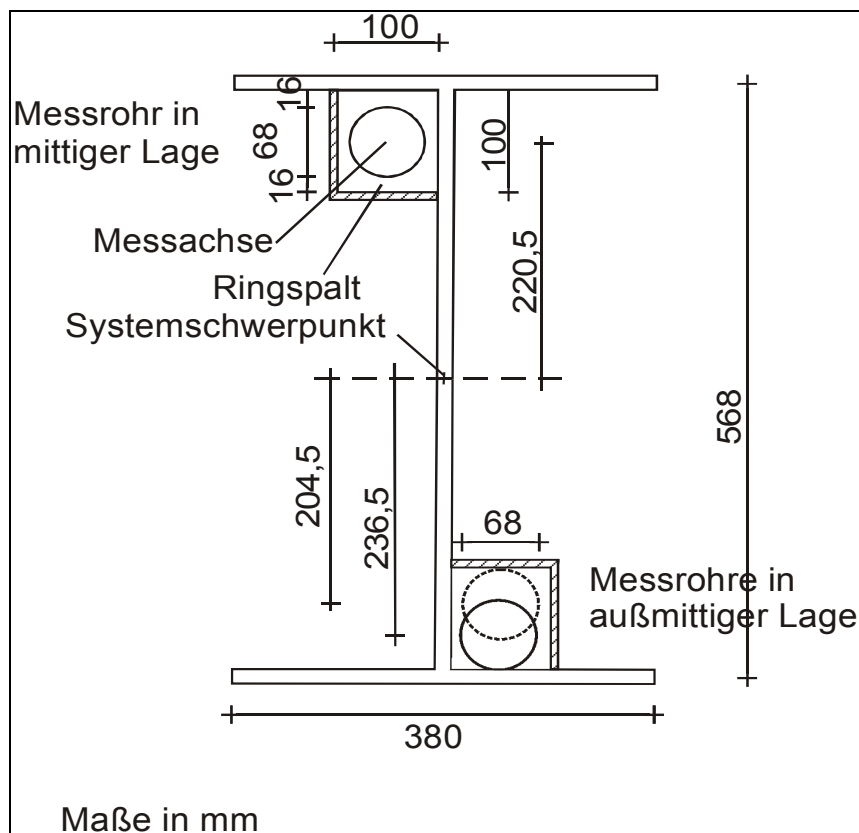


Bild 5.13 Lage der Messrohre im Hüllrohr

Ist der reale Abstand des Messrohres zur Systemachse größer als der angenommene mittlere Abstand, wird der Biegeanteil überschätzt. Da die gemessene Verformung sowohl die Dehnung aus Biegung als auch aus Normalkraft beinhaltet, wird bei Elimination des Biegeanteils die Normalkraft mit einer kleineren Dehnung, als sie tatsächlich auftritt, berechnet.

Durch die Festlegung der Dehnung in der Systemlinie mit

$$\varepsilon_m = (\varepsilon_o + \varepsilon_u) / 2 \quad (4.4)$$

kann für die Berechnung der Normalkräfte die Abweichung der gemessenen Dehnung von maximal $\pm 7,25\%$ deutlich reduziert werden, wenn davon ausgegangen wird, dass die Veränderung der Lage des Messrohres im oberen und unteren Hüllrohr gleichartig eingetreten ist. Das heißt, dass über die gesamte Länge des Schrägpfahls die Messrohre entweder am oberen Rand der Hüllrohre durch Auftrieb anliegen oder durch das Eigengewicht unten aufliegen oder in der Schwebe sind.

Aus den durchgeführten Messungen konnte der Krümmungsverlauf entsprechend der Abbaggerungszustände ermittelt werden. Aus der letzten Verformungsmessung wird der Schrägpfahlmeter mit der größten eingetretenen Krümmung als Abschätzung für den maximal auftretenden Fehler für die Normalkraftbestimmung bestimmt. In der Messstelle MS 20 trat bei Pfahlmeter 10 die größte Krümmung entlang des Schrägpfahles auf (Bild 5.14).

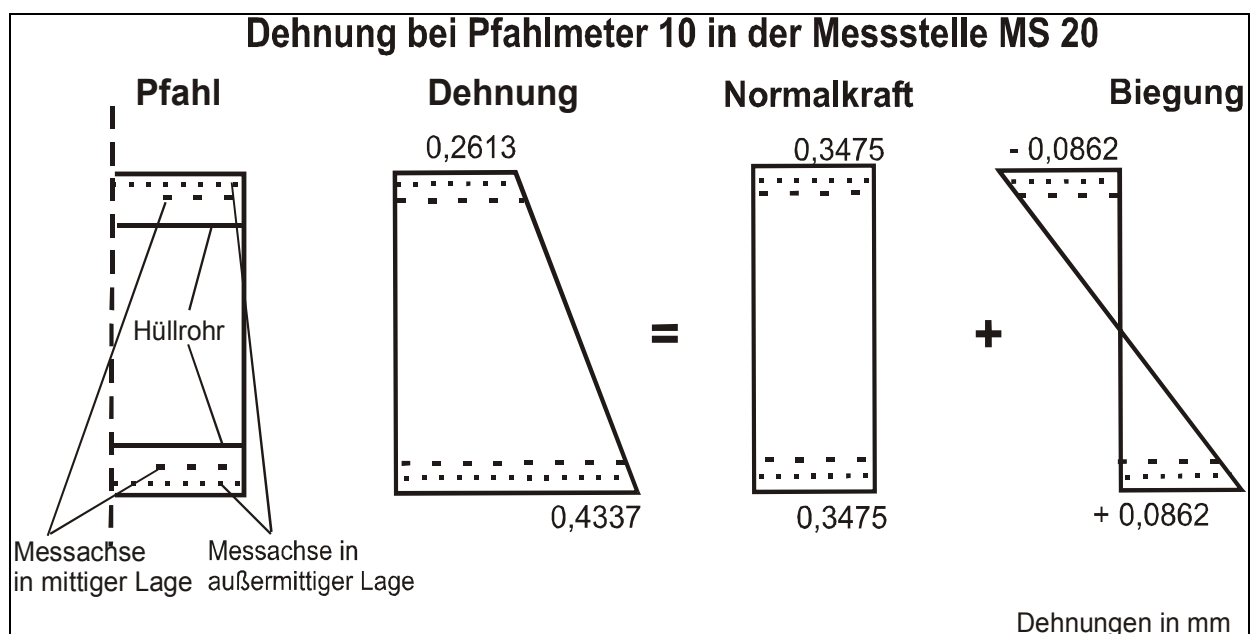


Bild 5.14 Dehnungsverlauf bei Pfahlmeter 10 in der Messstelle MS 20

Der maximal auftretende Fehler in der Normalkraftbestimmung wird folgendermaßen abgeschätzt:

Das obere Messrohr liegt im Hüllrohr oben an und das untere Messrohr liegt in dem Hüllrohr unten auf. Die Korrektur der gemessenen Dehnungen beträgt jeweils 7,25 %.

$$\varepsilon_{\text{kor}} = (1,0725 \cdot \varepsilon_o + 0,9275 \cdot \varepsilon_u) / 2 \quad (5.7)$$

Die gemessenen Dehnungen betragen im oberen Messrohr

$$\varepsilon_o = 0,2613 \text{ mm},$$

und im unteren Messrohr

$$\varepsilon_u = 0,4337 \text{ mm}.$$

Daraus ergibt sich eine Dehnung nach Gleichung (4.4), mit der die Normalkraft berechnet wurde, von

$$\varepsilon = 0,3475 \text{ mm}.$$

Nach Korrektur der Messwerte entsprechend Gleichung (5.7) ergeben sich folgende Dehnungen:

$$\varepsilon_{o,kor} = 1,0725 \cdot 0,2613 = 0,2802 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_{u,kor} = 0,9725 \cdot 0,4337 = 0,4218 \text{ mm},$$

und eine mittlere Dehnung ε_{kor} von

$$\varepsilon_{kor} = 0,3510 \text{ mm}.$$

Die Differenz der korrigierten Dehnung zu der in die Normalkraftermittlung eingegangenen Dehnung beträgt $\Delta\varepsilon = 0,0035 \text{ mm}$. Der maximale Fehler in der Auswertung der Dehnungsmessungen zur Berechnung der Normalkräfte beträgt

$$\Delta\varepsilon / \varepsilon_{kor} = 0,0035 / 0,3510 = 0,01 = 1,0\%$$

bzw. entspricht maximal 3 - 4 Digits.

5.3.6 Tide

Die vorangegangenen Messprogramme des IGB-TUBS [MAYBAUM, 1996; GATTERMANN, 1998] untersuchten Kaimauerkonstruktionen mit geschlossener Kaimauerwand. Die Kaimauerwand des Ballinkais ist geöffnet, so dass die Belastungen auf die Konstruktion durch die Tide nicht von den bekannten Ergebnissen abgeleitet werden konnten.

Daher wurde der Verlauf der Tide näher betrachtet und die Zeiten für den Messvorgang nebst Umbau von der oberen zur unteren Messstelle ermittelt. Ein Messvorgang mit DOWN- und UP-Messung nebst Umbau dauerte 2 Stunden. Weiterhin wurden die Messungen zum Tidehochwasser (Thw) den Messungen zum Tideniedrigwasser (Tnw) gegenübergestellt.

Der Verlauf der Tide wurde aus den Pegelmessungen am Pegel St. Pauli ermittelt, der für den Ballinkai repräsentativ ist (Bild 5.15).

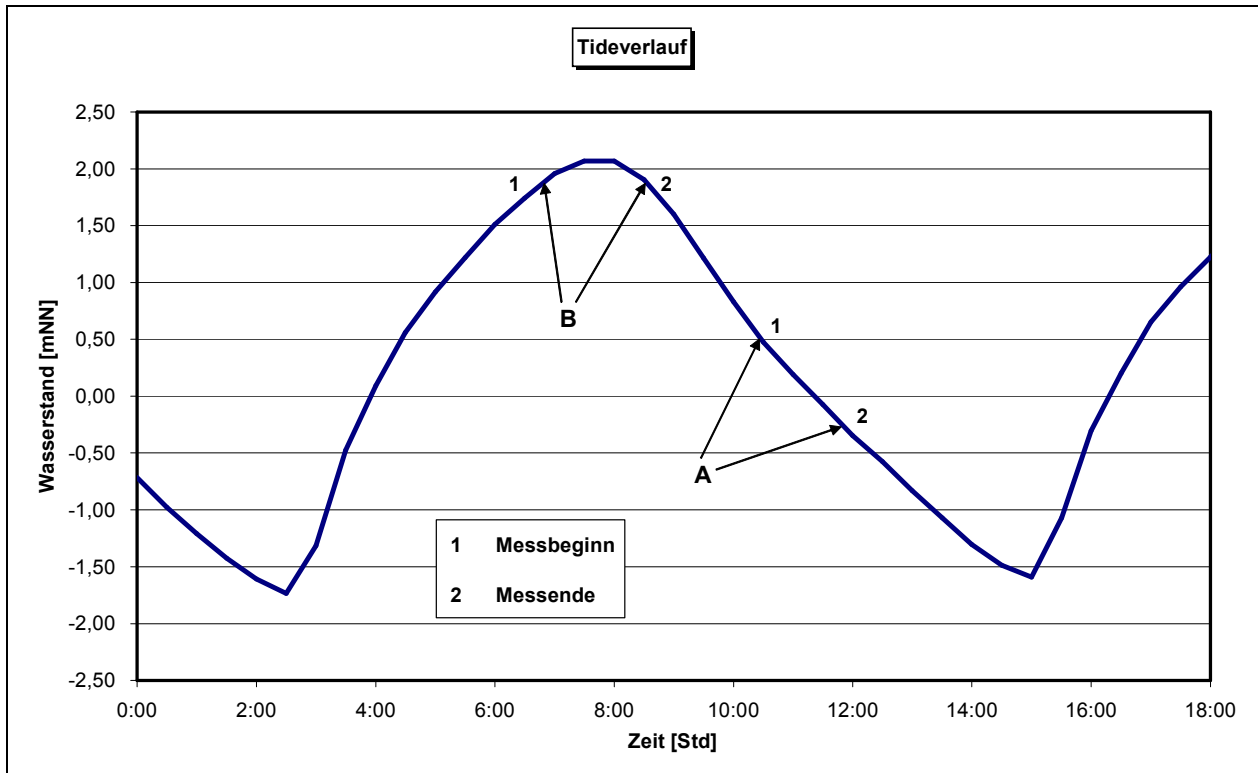


Bild 5.15 Messung ohne Berücksichtigung (A) und mit Berücksichtigung (B) der Tide

Der Tidewasserstand fiel oder stieg während einer Messung (Messung A) um ca. 0,80 m. Diese Wasserstandsänderung führte infolge der geöffneten Kaimauerwand bereits zu Belastungsänderungen, da das ein- und ausströmende Wasser die Wichten des Bodens hinter der Kaimauerwand veränderten. Die Wichteänderungen wirkten sich auf das Dehnungsverhalten des Schrägpfahles deutlich aus und führten somit bei den durchzuführenden DOWN- und UP-Messungen nicht zu konstanten Ablesungen.

Bei den Messungen zu Thw- oder Tnw-Ständen fielen die Differenzen der Wasserstände nicht mehr gravierend ins Gewicht, da zum einen die Wasserstandsunterschiede während einer Messung deutlich kleiner waren ($\Delta h = 0,25$ m bei Messung B) und zum anderen bei den jeweiligen Messmarken zur DOWN-Messung annähernd der gleiche Wasserstand wirkte wie zur UP-Messung. Die Streuungen oder Abweichungen der Messwerte waren signifikant kleiner. Bild 5.16 verdeutlicht diesen Einfluss der Tide anschaulich.

Die Messungen erfolgten somit zu Hoch- oder Niedrigwasserereignissen.

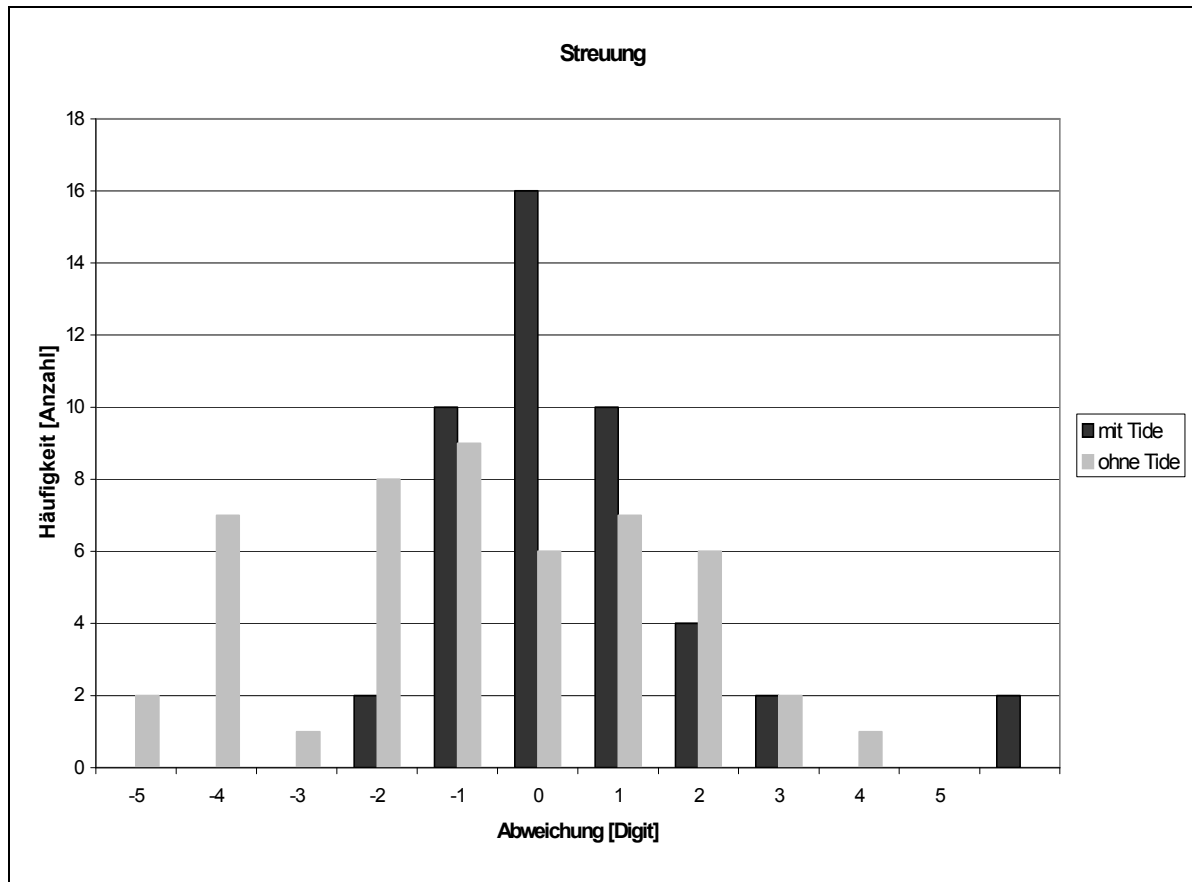


Bild 5.16 Streuung der Messwerte mit und ohne Berücksichtigung der Tide

Bei einem weiteren Probeversuch in situ wurden jeweils vier aufeinander folgende Hochwasser- und Niedrigwasserereignisse gemessen, um zu untersuchen, ob die Streuungen der Messwerte bei Hoch- und Niedrigwasser vergleichbar waren oder signifikante Unterschiede bestanden.

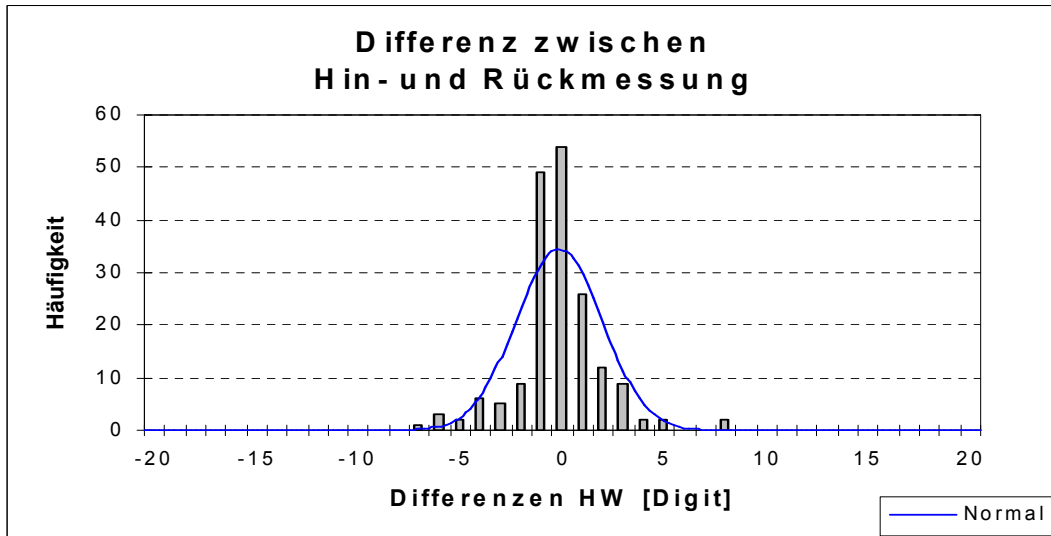


Bild 5.17 Differenz zwischen Hin- und Rück – Messung bei Hochwasser

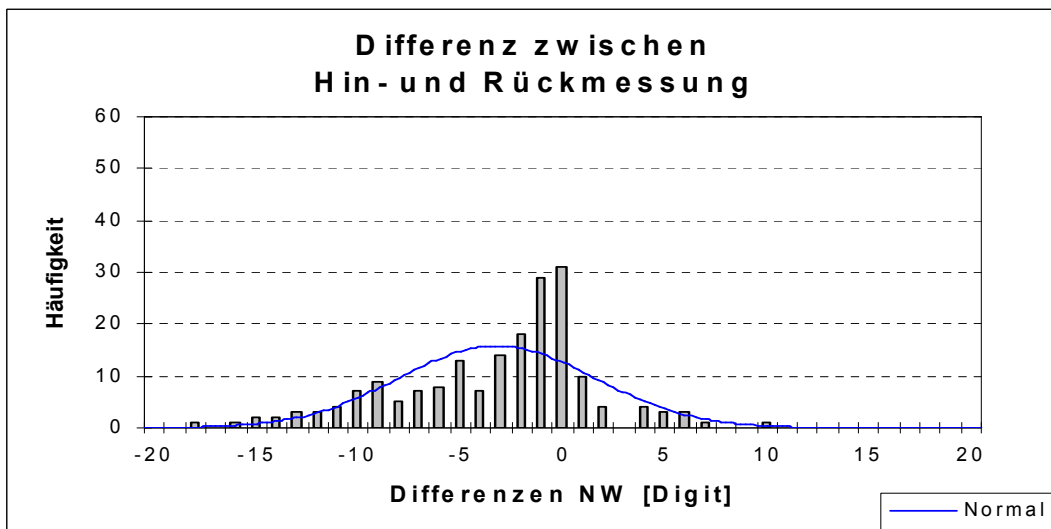


Bild 5.18 Differenz zwischen Hin- und Rück – Messung bei Niedrigwasser

Die erreichte Qualität war bei den zu Hochwasser durchgeführten Messungen (Bild 5.17) deutlich höher. Es berechnete sich hier eine Standardabweichung σ von

$$\sigma_{\text{HW}} = 2,65 \text{ [Digit]},$$

bei zu Niedrigwasser durchgeführten Messungen (Bild 5.18) betrug die Standardabweichung σ

$$\sigma_{\text{NW}} = 4,98 \text{ [Digit]}.$$

Die höhere Genauigkeit der Messergebnisse bei Tidehochwasser gegenüber Tideniedrigwasser begründet sich durch das gleichmäßigere Aufsättigen des Porenraumes mit Was-

ser im Gegensatz zu den entwässernden Bedingungen. Vorstellbar ist eine deutlich ungleichmäßigere Abgabe von Porenwasser bei sinkenden Wasserständen.

5.3.7 Führungskette

Zur Messausrüstung der Gleitmikrometersonde gehört eine lagestabilisierende Führungskette, die mit dem Kopf der Gleitmikrometersonde verschraubt wird. Diese Kette besteht aus vier Kettengliedern, die in Kettenlängsrichtung torsionssteif miteinander verbunden sind (Bild 5.19). Die jeweiligen Einzelglieder sind dabei jeweils um 90° versetzt.

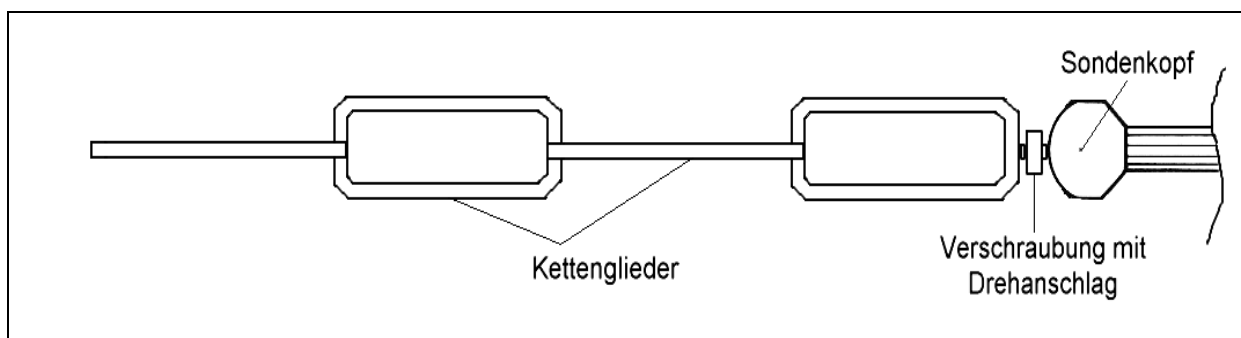


Bild 5.19 Schematische Darstellung der Führungskette

Die einzelnen Kettenglieder durchlaufen die Aussparungen der Messmarken und legen die Ausrichtung der Sonde fest. An der Verschraubung befindet sich ein Drehanschlag, wodurch lediglich die Sonde zum Messen um 45° gedreht werden kann. Durch diese Konstruktion ist somit die Gleit- und Messposition der Sonde genau vorgegeben und kann bei mehrmaligem Durchführen der Messungen exakt eingehalten werden.

Um eine Aussage über den Einfluss der Führungskette auf die Messergebnisse treffen zu können, wurden zwei Messreihen initiiert. Die Versuche der Messreihe 1 wurden an einem Versuchsstand im Labor (s.a. Abschnitt 5.2.3.4), die der Messreihe 2 an einer Messstrecke in situ durchgeführt. Im Zuge der Versuchsdurchführung wurde jeweils vor Beginn und nach Beendigung des Messprogramms die Funktion der Gleitmikrometersonde durch erneute Kalibrierungen kontrolliert.

Um den Einfluss der Führungskette auf die erreichte Genauigkeit der Messergebnisse zu bestimmen, wurde die Messreihe 1 (Labor: Messstrecke von 1 m) jeweils $n = 300$ -mal gemessen:

- Messen mit Führungskette,
- Messen ohne Führungskette.

Die ermittelten Häufigkeiten der Messwerte sind in den Bildern 5.20 und 5.21 dargestellt.

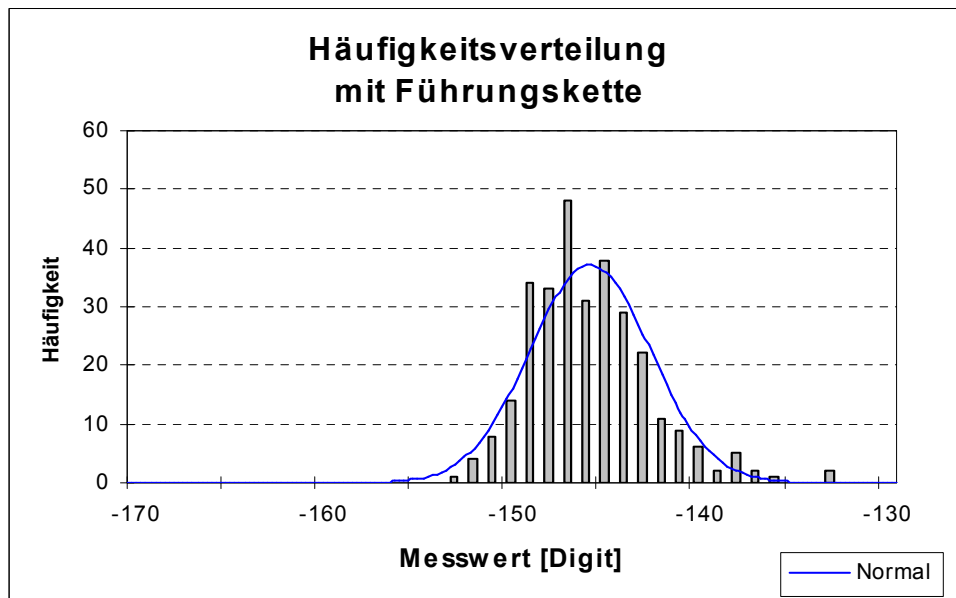


Bild 5.20 Häufigkeitsverteilung der Messreihe mit Führungskette und Normalverteilung

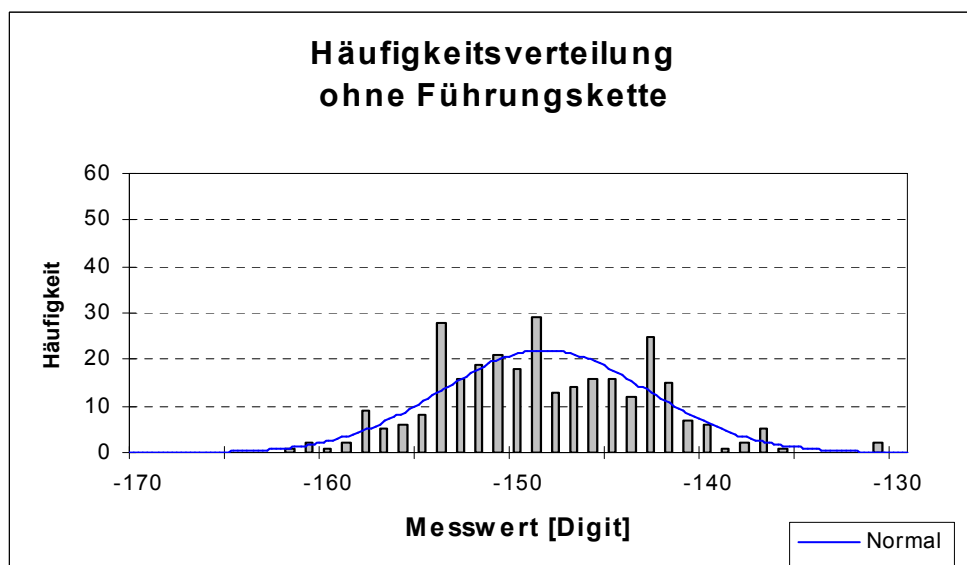


Bild 5.21 Häufigkeitsverteilung der Messreihe ohne Führungskette und Normalverteilung

Bei Betrachtung der Häufigkeitsverteilungen wurde der Einfluss der Führungskette sehr deutlich. Ohne die Führungskette wurde die Funktion der Normalverteilung gestaucht und der arithmetische Mittelwert verschoben, wie die Berechnung der Standardabweichung zeigte.

Es ergab sich für die Messreihe mit Führungskette eine Standardabweichung σ von

$$\sigma_{\text{mit Kette}} = 3,21 \text{ [Digit]} \quad \text{bei} \quad x_m = -145,83 \text{ Digit},$$

ohne Führungskette errechnete sich die Standardabweichung σ zu

$$\sigma_{\text{ohne Kette}} = 5,43 \text{ [Digit]} \quad \text{bei} \quad x_m = -148,60 \text{ Digit}.$$

Hier sei noch angemerkt, dass jeder einzelne Messwert dieser Messreihe 1 nur aus jeweils einer Messung bestand. Aus anderen Versuchen ermittelte kleinere Standardabweichungen [MARTE, 1998] von $\sigma_A = 1,44 \text{ [Digit]}$ bzw. $\sigma_B = 1,28 \text{ [Digit]}$ sind so zu erklären, dass durch die Mittelwertbildung aus 3 Messwerten die Streuung bereits minimiert wurde.

Um die unter Laborbedingungen durchgeführten Messergebnisse der Messreihe 1 an einer Messstrecke unter Baustellenbedingungen zu überprüfen, wurde die Messreihe 2 an der oberen Messstrecke des Schrägpfahles im Block 10 durchgeführt. Um weitere Randeinflüsse (Temperatur, Tide) zu minimieren, wurden jedoch nur die ersten 10 Messpunkte vermessen. Auch hier wurde die Messreihe wieder in o. g. zwei Abschnitte, mit und ohne Führungskette, unterteilt.

Mit Führungskette wurden 9 Wiederholungsmessungen ausgeführt, wobei sich eine Wiederholungsmessung aus 30 Messwerten der DOWN-Messung und wiederum 30 Messwerten der UP-Messung zusammensetzt. Jeder Messmarkenabstand wurde dementsprechend sechsmal gemessen und daraus der Mittelwert gebildet. Aus diesen 9 Mittelwerten berechnete sich anschließend der Gesamtmittelwert.

Bei der Versuchsdurchführung ohne Führungskette war zusätzlich der Tideeinfluss deutlich festzustellen. Im Rahmen der UP-Messung mussten hier teilweise bis zu 30 Einzelwerte je Messabschnitt erfasst werden, um einen Messwert zu ermitteln, der nicht mehr als 3 Digit von der DOWN-Messung abwich. Daraufhin wurde die Anzahl der durchgeführten Wiederholungsmessungen auf 14 erhöht, wobei sich diese ausschließlich aus Messwerten der DOWN-Messung zusammensetzt. Die auf diese Weise berechneten Mittelwerte sind gleichfalls der folgenden Tabelle 5.5 zu entnehmen.

Tabelle 5.5: Mittelwerte der Rohrabschnitte unterteilt in die Versuchsdurchführung mit und ohne Führungskette

| Messposition [m] | Mit Führungskette Mittelwert* [Digit] | Ohne Führungskette Mittelwert** [Digit] | Differenz [%] |
|-----------------------|---|---|------------------|
| 1 | 304,88 | 304,68 | 99,93 |
| 2 | 293,18 | 293,55 | 100,13 |
| 3 | 1000,91 | 1000,90 | 100,0 |
| 4 | 1667,41 | 1667,23 | 99,99 |
| 5 | 1204,89 | 1205,15 | 100,02 |
| 6 | 1224,75 | 1225,47 | 100,06 |
| 7 | 1390,99 | 1391,76 | 100,06 |
| 8 | 1331,76 | 1332,29 | 100,04 |
| 9 | 1308,53 | 1308,82 | 100,02 |
| 10 | 1396,43 | 1396,29 | 99,99 |

* 9 Wiederholungsmessungen (DOWN und UP)

**14 Wiederholungsmessungen (DOWN)

Deutlich war die gute Übereinstimmung der berechneten Gesamtmittelwerte zu erkennen. Es traten hier maximale Abweichungen von 0,77 Digit (Pos. 7) auf. Der Verzicht auf die Durchführung der UP-Messung konnte dementsprechend durch die Erhöhung der Anzahl der DOWN-Messungen in der statistischen Auswertung kompensiert werden. Es handelte sich somit um eine zufällige (normalverteilte) Abweichung der Messwerte. Eine Verschiebung der Mittelwerte wie bei der Versuchsreihe 1 im Labor konnte nicht nachgewiesen werden.

Anschließend wurde die Differenz zwischen dem Gesamtmittelwert und jedem einzelnen Messwert bestimmt. Dazu standen im Fall der Messung mit Führungskette insgesamt 540, für die Messung ohne Führungskette 420 Messwerte zur Verfügung. Diese wurden statistisch ausgewertet und in eine Häufigkeitsverteilung übertragen. Die Bilder 5.22 und 5.23 zeigen die Auswertung.

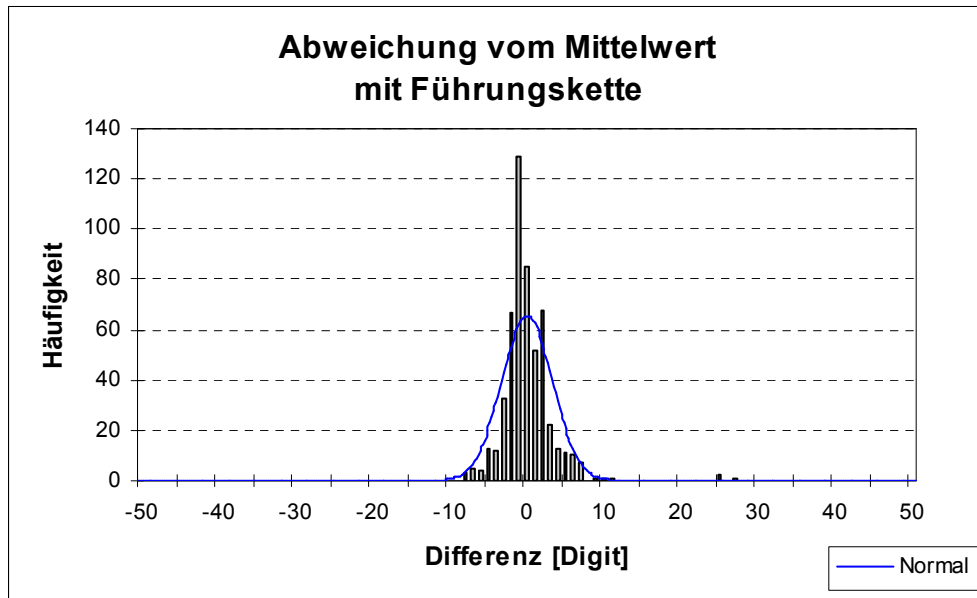


Bild 5.22 Häufigkeitsverteilung der Abweichung vom Mittelwert mit Führungskette und Normalverteilung

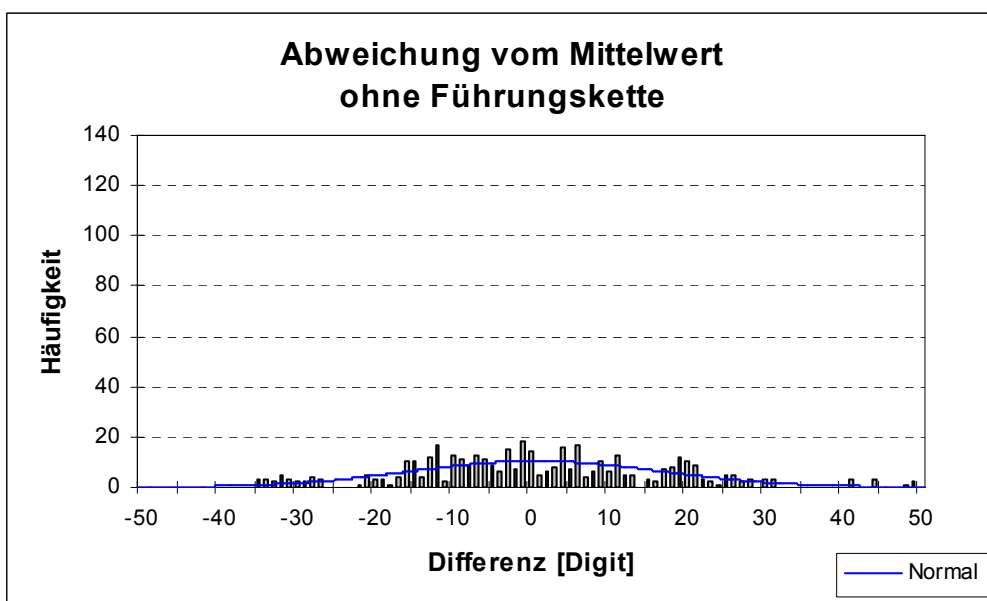


Bild 5.23 Häufigkeitsverteilung der Abweichung vom Mittelwert ohne Führungskette und Normalverteilung

Ohne die Führungskette wurde auch hier die Funktion der Normalverteilung gestaucht. Die Berechnung der Standardabweichung verdeutlichte auch hier den Einfluss der Führungskette.

So errechnete sich für die Messreihe mit Führungskette die Standardabweichung σ zu

$$\sigma_{\text{mit Kette}} = 3,27 \text{ [Digit]},$$

ohne Führungskette ergab sich sogar eine Standardabweichung σ von

$$\sigma_{\text{ohne Kette}} = 16,06 \text{ [Digit]}.$$

Besonders auffällig war die sehr große Standardabweichung bei der Messdurchführung ohne Verwendung der Kette. Bereits bei der UP-Messung waren die teilweise erheblichen Unterschiede infolge der Tideschwankungen aufgefallen, woraufhin deren Durchführung eingestellt wurde.

Um einen direkten Vergleich der ermittelten Standardabweichungen mit denen von Marte zu ermöglichen, wurde eine erneute Berechnung vorgenommen. Es wurden jeweils die Abweichung des berechneten Mittelwertes einer DOWN- und UP-Messung vom Gesamtmittelwert aller Messungen bestimmt (Tabelle 5.6) und anschließend statistisch ausgewertet (Bild 5.24).

Tabelle 5.6: Differenz zwischen Mittelwert und Gesamtmittelwert und deren Häufigkeiten

| Differenz | [Digit] | -7 | -6 | -5 | -4 | -3 | -2 | -1 | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 |
|------------|---------|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|---|---|---|---|---|
| Häufigkeit | [-] | 0 | 2 | 2 | 1 | 4 | 12 | 10 | 15 | 21 | 10 | 7 | 2 | 1 | 1 | 1 |

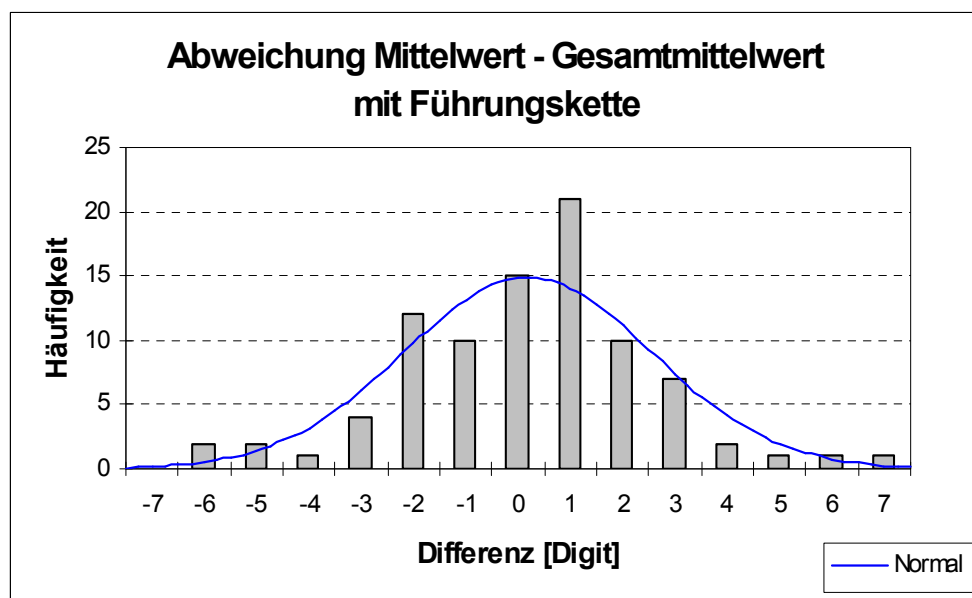


Bild 5.24 Häufigkeitsverteilung der Differenz Mittelwert – Gesamtmittelwert mit Führungskette und Normalverteilung

Die so berechnete Standardabweichung σ für die Messreihe mit Führungskette betrug

$$\sigma_{\text{mit Kette}} = 2,47 \text{ [Digit]}.$$

Die Verwendung einer lagestabilisierenden Führungskette hatte einen sehr großen Einfluss auf die Qualität der erzielten Messergebnisse. Durch die Führungskette wurde die Messposition der Gleitmikrometersonde so festgelegt, dass auch bei wiederholten Messungen eine sehr exakte Positionierung möglich war. Ohne diese exakte Lagestabilität wichen die erzielten Messergebnisse deutlich voneinander ab. Durch die Führungskette wurden die zufälligen Streuungen der Messwerte und daraus resultierende Fehler bei der Rückrechnung minimiert. Grundsätzlich zeigte sich auch ohne Führungskette eine hohe Messgenauigkeit, wenngleich die Streuung der Messwerte deutlich höher war. Auf Grund der wenigen Wiederholungsmöglichkeiten beim Messen am Schrägpfahl wurde daher auf die Führungskette nicht verzichtet.

5.3.8 Temperatur

Entscheidend für die Verteilung der Temperatur im oberflächennahen Bereich des Bodens ist die Temperatur an der Geländeoberfläche. Dort treten bedingt durch die Jahreszeiten maximale und minimale Temperaturen auf. Diese Maxima und Minima verschieben sich mit zunehmender Tiefe vom Sommer in den Spätherbst oder vom Winter in den Frühsommer, weil der Boden eine vergleichsweise geringe Wärmeleitfähigkeit (ca. 0,5 – 4 W/m/K) besitzt. Zusätzlich nimmt die Schwankungshöhe der Temperaturgänge infolge der Wärmespeicherung im Boden weiter ab. Während tägliche Temperaturschwankungen in einer Tiefe von wenigen Dezimetern nachzuweisen sind, können in größeren Tiefen (10 m bis 20 m) lediglich jahreszeitliche Temperaturen gemessen werden.

Auf Grund dieser sich über die Tiefe ändernden Temperaturgänge war es erforderlich, die Temperaturen im Schrägpfahl während der Verformungsmessung zu erfassen. In Bild 5.25 sind auszugsweise Ganglinien entlang des Schrägpfahles aus Block 20 dargestellt.

Im November 2000 waren die Abbaggerungsarbeiten noch nicht sehr weit fortgeschritten, der Boden stand noch nahezu vollständig unter der Kaiplatte an. Der Einfluss der Oberflächentemperatur reichte demzufolge nicht so weit ins Erdreich wie im Sommer 2001, wo der Großteil des Bodens unter der Kaiplatte ausgespült worden war.

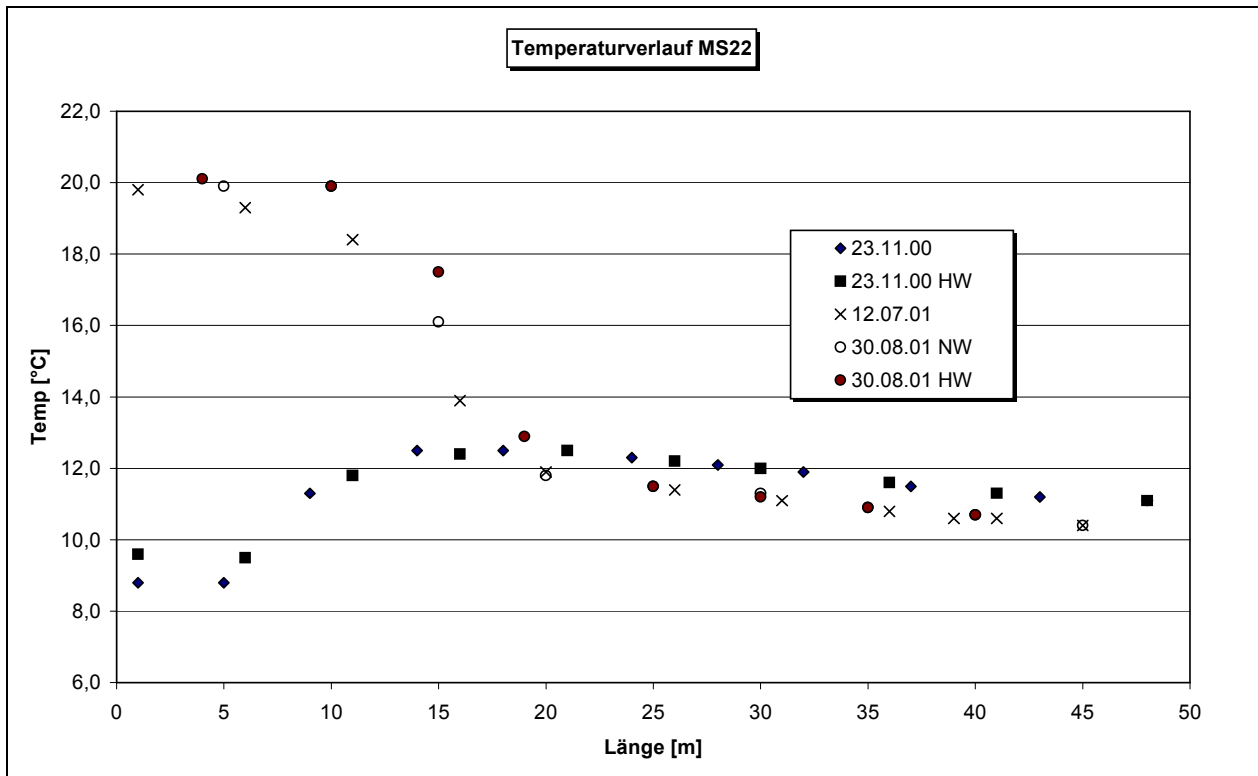


Bild 5.25 Temperaturverlauf im Schrägpfahl zu verschiedenen Jahreszeiten

Durch den gemessenen Temperaturverlauf im Schrägpfahl konnten in der Berechnung der Normalkräfte die temperaturabhängigen Verformungen ausgeschlossen und nur die spannungsabhängigen Verformungen berücksichtigt werden. Der gesamte Pfahl wurde auf eine Bezugstemperatur von $T = 12^{\circ}\text{C}$ gesetzt, auf die sämtliche weiteren Verformungsmessungen bezogen wurden.

Messtechnisch betrachtet traten bei den Temperaturmessungen zwei Arten von Abweichungen auf. Zum einen brauchte die Sonde eine gewisse Akklimatisationszeit, um sich auf neue Temperaturen einzustellen. Bei großen Temperaturdifferenzen im Sommer konnte es auf Grund der zügigen Messfolge im Übergangsbereich bei Pfahllänge 15 m zu Temperaturabweichungen kommen.

Zum anderen verwirbelte die Sonde beim Messvorgang das im Messrohr befindliche Wasser. Daraus ergaben sich bei der DOWN- und UP-Messung geringfügige Temperaturunterschiede an gleichen Messmarken.

Kompensiert wurden diese Abweichungen, indem die Temperaturdaten gemittelt bzw. unter Berücksichtigung von Vergleichsmessungen angepasst wurden. Die Temperaturdifferenzen von Down- und Up-Messungen betrugen maximal $\Delta T = 0,4^{\circ}\text{C}$. Bei einem Tempera-

turausdehnungskoeffizienten von Stahl mit $\alpha_T = 1,2 \cdot 10^{-5} \text{ K}^{-1}$ bedeutete das eine Temperatur bedingte Abweichung von 2 – 3 Digits.

5.3.9 Auswertung der Messungen

Die Durchführung der Dehnungsmessungen mit der Gleitmikrometersonde zur Bestimmung der Normalkräfte im Schrägpfahl wurde im Vorfeld der Messungen sowohl in situ als auch im Labor ständig verbessert und verfeinert. Die möglichen Einflüsse wurden in den vorangegangenen Abschnitten beschrieben und ihre Auswirkungen auf die Ergebnisse beurteilt.

Die Messungen wurden unter Berücksichtigung der spezifischen Randbedingungen am Ballinkai wie folgt ausgeführt und ausgewertet:

- Die Messungen wurden zu Thw- und Tnw-Zeitpunkten durchgeführt. Hierbei wurden die einzelnen Messmarken mindestens dreimal angefahren und der Messwert bestimmt. Lagen alle drei Einzelwerte (MW_i) innerhalb von drei Digits wurden die Einzelwerte notiert bzw. gespeichert. Wichen die Einzelwerte mehr als drei Digits voneinander ab, wurde geprüft, ob die Messstelle verschmutzt war. Ggf. musste die Messmarke durch Hin- und Herdrehen der leicht gespannten Sonde gesäubert werden. Dann erfolgte eine erneute Messung.
- Die Einzelmesswerte wurden auf unzulässig große Abweichungen geprüft und anschließend gemittelt. Jeweils für das obere und untere Messrohr wurden die gemittelten Messwerte (MW) unter Einbeziehung der gemessenen Temperatur (ΔT) auf die Bezugstemperatur von 12°C korrigiert. Anschließend wurde die Differenz der korrigierten Messwerte (MW_{korrt}) zu der Nullmessung (NM), deren Werte nach der gleichen Prozedur jedoch aus mehreren Messungen bestimmt wurden, gebildet.
- Die Differenz der Messwerte ($\varepsilon_{o/u}$) zur Nullmessung in Digits wurde mit den Kalibrierwerten in Millimeter umgerechnet. Mit diesen getrennt ermittelten Dehnungen konnten sowohl die Normalkräfte als auch die Krümmung aus spannungsabhängigen Einwirkungen bestimmt werden:

$$MW = (MW1 + MW2 + MW3) / 3 \quad [\text{Digit}] \quad (5.8)$$

$$MW_{\text{kor}} = MW + \Delta T 12^{\circ}\text{C} \quad [\text{Digit}] \quad (5.9)$$

$$\varepsilon_{o/u} = (NM - MW_{\text{kor}}) - Z\text{-Zero} \cdot Z\text{-Faktor} \quad [\text{mm}] \quad (5.10).$$

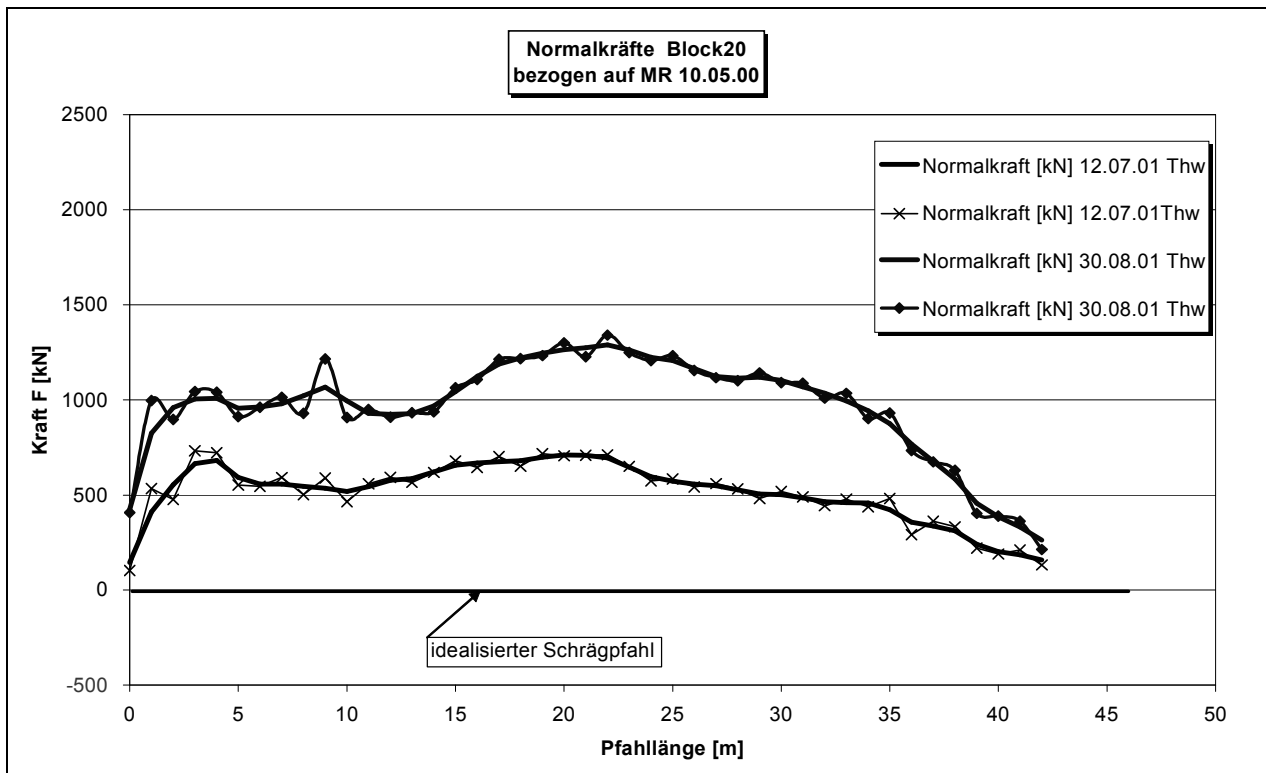


Bild 5.26 Gemessener und geglätteter Kurvenverlauf der Normalkräfte

Nach der Korrektur und Angleichung der Messwerte bzw. Dehnungen pro Messabschnitt wurden die einzelnen Dehnungen der oberen und unteren Messstrecken addiert und die Summe halbiert, um den Anteil der Biegemomente aus dem Schrägpfehl herauszurechnen und die Normalkraft pro Messabschnitt zu erhalten.

Wegen der hohen Genauigkeit des Messgerätes resultierte aus der verhältnismäßig großen Querschnittsfläche eine inhomogene Normalkraftverteilung entlang des Schrägpfehles (Bild 5.26). Um den Kurvenverlauf zu glätten, wurden die benachbarten Messabschnitte mit $\varepsilon_i = (\varepsilon_{o,i} + \varepsilon_{u,i})/2$ anteilig zu dem betrachteten Messabschnitt eingerechnet:

$$\varepsilon_i = (\varepsilon_{i-1} + 2 \cdot \varepsilon_i + \varepsilon_{i+1}) / 4 \quad (5.11).$$

Dieses „Glätten“ der Dehnungen erlaubte ein besseres Auswerten zur Ermittlung der Schrägpfehlkräfte. Es wurden somit einzeln auftretende Messungenauigkeiten gedämpft, aber auch die Streuungen der Stahlparameter vergleichmäßig.

Der E-Modul von Stahl ging mit $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$ in die Umrechnung ein, die Querschnittsfläche des Schrägpfahles einschließlich der Hüllrohre wurde mit $A = 21.640 \text{ mm}^2$ bestimmt, ε ist die berechnete Dehnung der jeweiligen Messstrecke von einem ~~M~~ ter.

Über den linear elastischen Bereich des Stahles wurde über den Zusammenhang

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad [\text{N/mm}^2] \quad \text{mit } \varepsilon \text{ nach Gleichung 5.11} \quad (5.12)$$

und

$$F = \sigma \cdot A \quad [\text{N/mm}^2] \quad (5.13)$$

aus den ermittelten Dehnungen ($\varepsilon_{o/u}$) die entsprechende Normalkraft, die auf dem jeweils betrachteten Abschnitt wirkt, rückgerechnet. Für den eingebauten Stahlquerschnitt des Schrägpfahles ergab sich für einen Digit, das entspricht der Auflösung des eingesetzten Datenerfassungsgerätes, eine Kraft von:

$$1 \text{ Digit} = 4,54 \text{ kN}. \quad (5.14).$$

Aus den sich über die Pfahllänge abbauenden bzw. aufbauenden Zugkräften (geringere bzw. größere Dehnungen) wurde der Kraftanteil bestimmt, der über die Mantelreibung auf den Boden übertragen wurde. Die Differenz der i-ten Messstrecke zur i+1-ten Messstrecke geteilt durch den Umfang U des Schrägpfahles ($U = 2,609 \text{ m}$) ergab den Mantelreibungsanteil für die i-te Messstrecke.

Die berechneten Normalkräfte wurden zur besseren Bestimmung der Mantelreibungskräfte linear angepasst. Die Kraftverläufe sind bereits auf den Bildern 4.29 und 4.30 dargestellt. Die Ergebnisse, die in Block 10 und ca. ein Jahr später in Block 20 gewonnen wurden, zeigten eine gleichartige Verformung und Kraftentwicklung an den untersuchten Traggliedern der Kaikonstruktion in beiden Blöcken.

5.3.10 Schlussfolgerungen aus den Untersuchungen zu Gleitmikromessungen

Wird eine physikalische Größe gemessen, muss geklärt werden, welches Vertrauen dem Ergebnis entgegengebracht werden kann. Denn keine physikalische Messung kann den gesuchten Zahlenwert einer physikalischen Größe absolut exakt wiedergeben. Von dem wahren Wert einer Messgröße kann man daher nur im Sinne einer Abstraktion sprechen.

Anzugeben ist neben dem Messergebnis der Messfehler, ohne dessen Angabe das Messergebnis nicht vollständig ist.

Im Allgemeinen können Fehlerabschätzungen über statistische Verfahren erfolgen wie z.B. die Methode der kleinsten Quadrate, die von Carl Friedrich Gauß entwickelt wurde. Als beste Schätzung von \bar{x} für den wahren Wert x verwendet man den Wert, der im Mittel die kleinste quadratische Abweichung von den Einzelwerten besitzt, also die Bedingung

$$\sum_{i=1}^N \varepsilon_i^2 = \sum_{i=1}^N (x_i - \bar{x})^2 = \text{Minimum} \quad (5.15)$$

erfüllt. Hier stellt ε_i den Fehler der einzelnen Messungen dar. Diese Bedingung liefert als Ergebnis den arithmetischen Mittelwert \bar{x} als Schätzung des wahren Wertes x . Für eine Messreihe ist dazu stets anzugeben:

$$x = \bar{x} \pm \Delta\bar{x} \quad (5.16)$$

Die Bestimmung des arithmetischen Mittelwertes \bar{x} und der Standardabweichung $\Delta\bar{x}$ nach Gleichung (5.16) zur Ermittlung jedes einzelnen absoluten Messfehlers erfolgte direkt aus den Messungen, die einer Normalverteilungsannahme unterlagen. Die ermittelten absoluten Fehler lagen geringfügig über der Messgenauigkeit der Gleitmikrometersonde, so dass auf eine genauere Fehlerbestimmung nach der Fehlerquadratmethode verzichtet wurde, weil sie keinen höheren Erkenntnisgewinn in Bezug auf die Auswertung der Messwerte gebracht hätte, wie im Folgenden noch dargestellt wird.

Zur Erfassung des Gesamtfehlers der Gleitmikrometermessungen ist auf Grund der verschiedenen untersuchten Randbedingungen bei der Messdurchführung die Fehlerfortpflanzung zu betrachten.

Gehen bei der Bestimmung für die hier untersuchte Messgröße y mehrere mit Fehlern behaftete Größen x_1, x_2, \dots, x_m ein, so pflanzt sich deren Fehler fort. Das Fehlerfortpflanzungsgesetz (FFG) gibt an, wie der Fehler Δy der indirekt ermittelten Größe y aus denen der direkt bestimmten x_1, x_2, \dots, x_m und deren Fehlern $\Delta x_1, \Delta x_2, \dots, \Delta x_m$ zu ermitteln ist:

$$\Delta y = \sqrt{\sum_{k=1}^m \left(\frac{\partial y}{\partial x_k} \right)^2 (\Delta x_k)^2} \quad (5.17)$$

Die hier auftretenden partiellen Ableitungen nach den verschiedenen Messgrößen x_k bewirken, dass das Ergebnis y unterschiedlich empfindlich auf die Messgenauigkeit Δx_k reagiert.

Die einzelnen Messfehler wurden hinsichtlich ihrer Art und absoluten Größe in den vorangegangenen Abschnitten diskutiert und werden hier zusammenfassend nochmals dargestellt (siehe auch Tabelle 5.7):

- Toleranzen aus der Stahlherstellung bei den eingesetzten Profilen konnten nicht berücksichtigt werden, da sie nicht bestimmbar sind. Es ist auf Grund der allgemeinen Abweichungen vom Sollwert des Stahlprofils eine Abweichung der Normalkräfte vom errechneten Wert von $\pm 7\%$ möglich.
- Ein Wechsel der Messmannschaft führt zu keinen zu berücksichtigen Messfehlern.
- Die Temperaturen entlang des Schrägpfahles wurden erfasst, um die spannungsabhängigen Verformungen zu ermitteln. Der auftretende Fehler in der Dehnungsmessung wurde mit 2 Digits quantifiziert.
- Der systematische Fehler bei der Kalibrierung des Messgerätes war von untergeordneter Natur und lag bei $\pm 0,5$ Digits.
- Die größten theoretischen Messabweichungen traten bei der Untersuchung zur Lage der Messrohre auf. Da die Position der Rohre in den Hüllrohren nach dem Einbau nicht zu bestimmen war, erfolgte eine Maximalabschätzung des Messfehlers. Die Größe des Messfehlers ist abhängig von der nicht bekannten Lage des Messrohres und der sich einstellenden Biegung des Schrägpfahles. Die Biegung ist entlang des Schrägpfahles nicht konstant. Aus diesen Randbedingungen wurde die maximale Messabweichung bestimmt und an der Stelle der stärksten Krümmung im Pfahl mit 3 - 4 Digits abgeschätzt.
- Die systematischen Messfehler können durch die Wahl des Zeitpunktes der durchzuführenden Messungen auf $\pm 2,6$ Digits minimiert werden. Der optimale Zeitpunkt ist ein Tidehochwasserereignis.
- Der Einsatz einer lagestabilisierenden Messkette unterhalb der Sonde minimiert die Messabweichungen ebenfalls auf $\pm 2,5$ Digits. Hierbei ist eine gegenseitige Beeinflussung der ermittelten Messfehler in Bezug auf die Wahl des Messzeitpunktes

nicht auszuschließen, weil bei den Messungen zu Tidehoch- oder Tideniedrigwasser die Messkette eingesetzt wurde.

Tabelle 5.7: Zusammenstellung der Messfehler bei konstanten Stahlparametern

| Fehlerquelle | Abweichung | |
|---------------------------------------|----------------|-----------|
| | [Digit] | [kN] |
| Temperatur | 2 | 9 |
| Kalibrierung | 0,5 | 2,5 |
| Lage Messrohr | 3 - 4 | 18,5 |
| Messzeitpunkt / Messkette | 2,5 – 3 | 14 |
| Summe Messfehler (absolut) | 8 – 9,5 | 44 |
| Summe Messfehler (FFG) | 5,41 | 25 |

Unter Berücksichtigung des o.g. Fehlerfortpflanzungsgesetzes ergibt sich folgender absoluter Fehler aus den Gleitmikrometernmessungen:

$$\Delta y = \sqrt{2^2 + 0,5^2 + 4^2 + 3^2} = 5,41 \text{ Digit} \quad (5.18)$$

Der absolute Gesamtfehler nach der Fortpflanzungsmethode errechnet sich aus der additiven Erfassung der einzelnen absoluten Messfehler, da diese sich nicht gegenseitig direkt und unmittelbar beeinflusst haben.

Als Ergebnis der durchgeführten Untersuchungen zur Genauigkeit der Gleitmikrometernmessungen ist eine Schwankungsbreite nach dem Fehlerfortpflanzungsgesetz in Bezug auf die gemessenen Dehnungen von maximal ca. 5 – 6 Digits zu nennen (s. Tabelle 5.7). Diese Toleranzbreite bei den berechneten Normalkräften entlang des Schrägpfahles beträgt somit ca. ± 25 kN. In den Bereichen, wo die stärksten Krümmungen im Pfahl auftreten, könnten die Abweichungen geringfügig größer sein.

In Bild 5.27 sind die Abweichungen als „Abweichung Messfehler“ konstant vom berechneten Normalkraftverlauf aufgetragen. Die Abweichungen, die aus den Toleranzen der Stahlparameter wie Gewicht bzw. Querschnittsfläche und E-Modul hervorgehen, sind pro-

zentual mit 7% auf den berechneten Normalkraftverlauf bezogen und werden mit „Abweichung Stahlparameter“ gekennzeichnet.

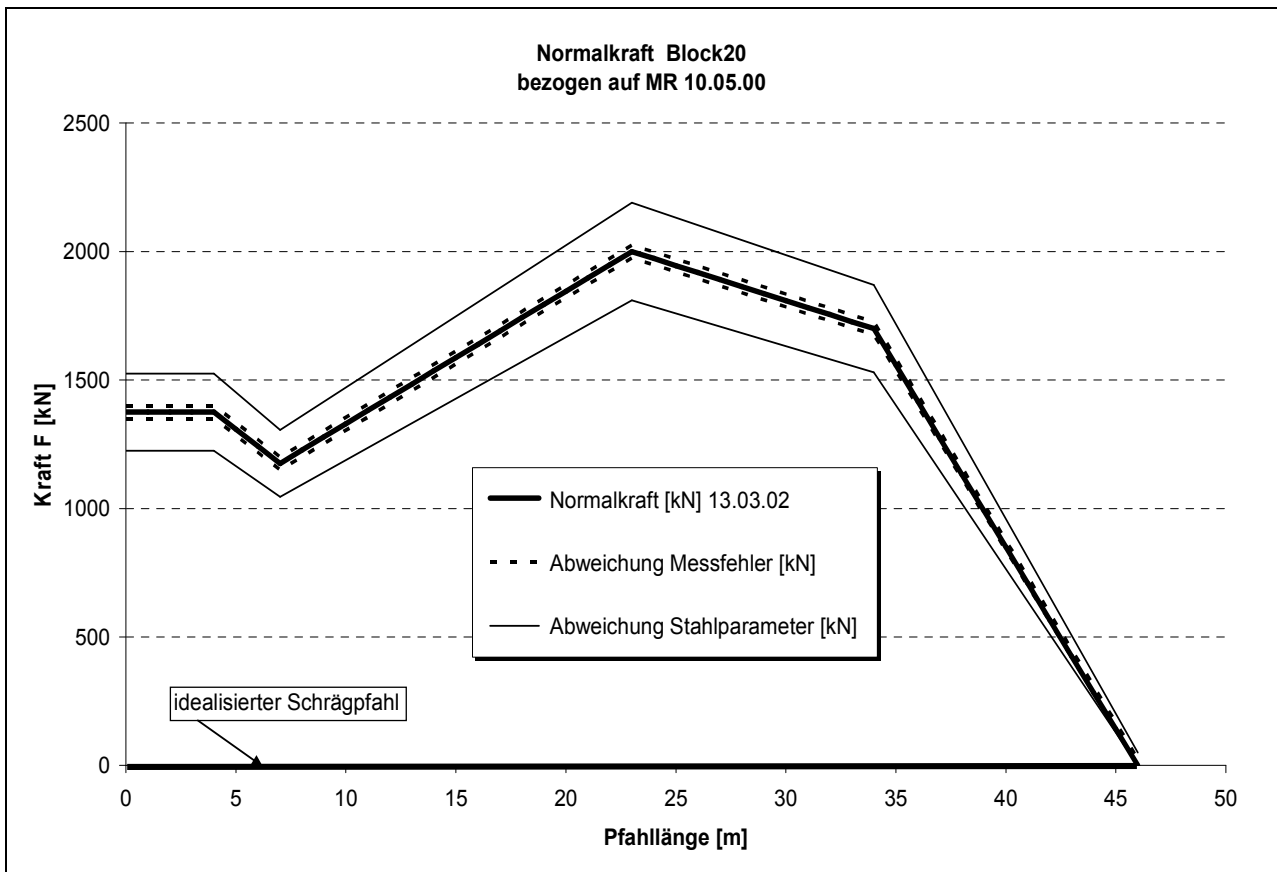


Bild 5.27 Bandbreite des Normalkraftverlaufs

6 Tragwerksmodell der Kaikonstruktion

6.1 Allgemeines

In Kapitel 4 wurden die messtechnischen Verfahren erläutert und dargestellt, mit denen das Verformungsverhalten der Kaikonstruktion erfasst wurde. Mit Hilfe der numerischen Berechnung nach der Finiten-Element-Methode wird ein von den Messungen unabhängiges Verfahren angewendet, um das Lastabtragungs- und Verformungsverhalten der Kaikonstruktion aufzuzeigen und die Messergebnisse nachzuvollziehen.

In der Praxis sind dreidimensionale Berechnungen an Kaikonstruktionen zum Zeitpunkt der Erstellung dieser Arbeit selten durchgeführt worden. Mit dem nachfolgend erläuterten Tragwerksmodell werden erste Modellberechnungen mit einigen Vereinfachungen durchgeführt. Diese Berechnungen sind somit als erster Schritt zu verstehen, um das Verformungsverhalten der Konstruktion und deren Lastabtragungsverhalten aufzuzeigen.

6.2 Modell und Berechnungsablauf

Ein für die Finiten-Element-Methode (FEM) benötigtes Strukturmodell gliedert sich in die nachfolgend beschriebenen Teilbereiche [MAYBAUM, 1996]:

- geometrische Modellierung des Kontinuums,
- Modellierung der Bauphasen,
- stoffliche oder physikalische Modellierung.

Für die Konstruktion der Kaianlage mit den sich im Querschnitt kreuzenden Systemlinien der Schrägpfähle und der Ortbetonrammpfähle wurde ein dreidimensionales Modell (3-D-Modell) entwickelt. Bei Pfählen handelt es sich um singular angeordnete und daher räumlich tragende Elemente. In Bild 6.1 ist ein Ausschnitt der dreidimensionalen Kaikonstruktion dargestellt, in dem der anstehende Boden ausgeblendet ist.

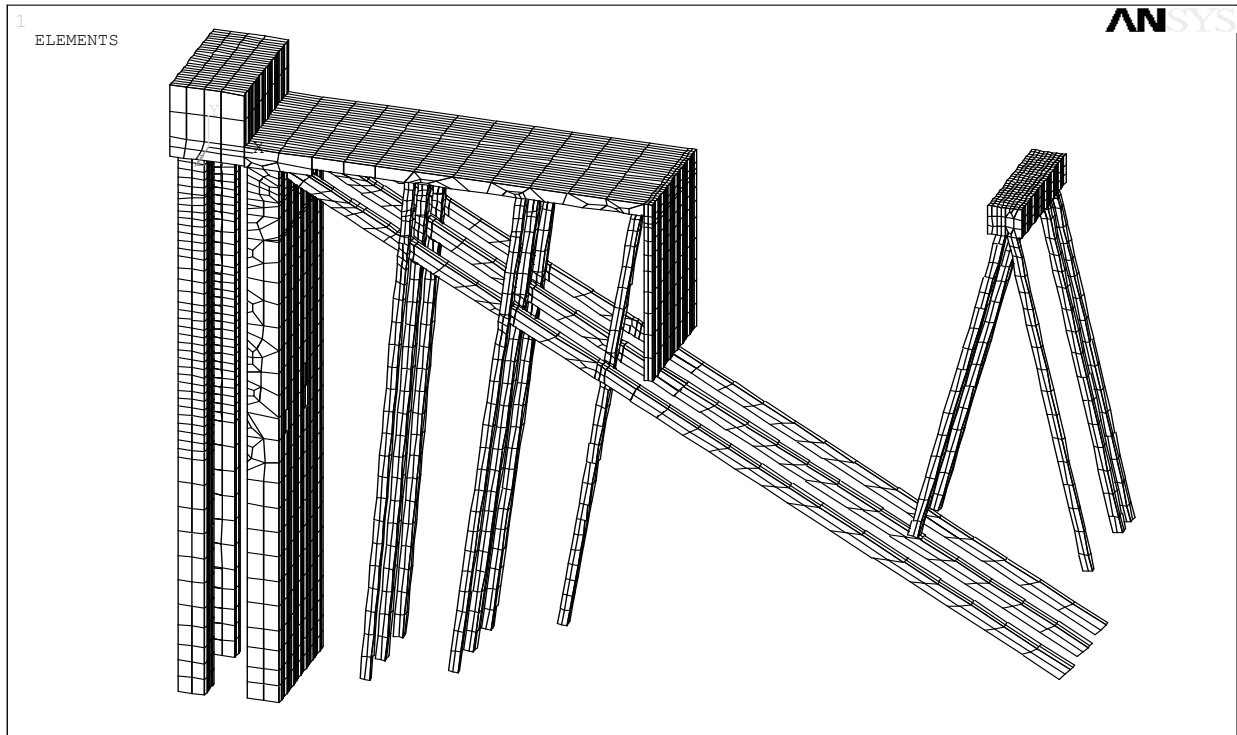


Bild 6.1 3-D-Darstellung der Kaikonstruktion ohne anstehenden Boden

Die Berechnungen wurden mit dem Programmsystem ANSYS durchgeführt. Die geometrische Modellierung erfolgte durch 8-Knoten Blockelemente mit linearen Verschiebungsansätzen.

Das 3-D-Modell wurde aus einem zweidimensionalen FE-Netz, welches den Ausführungsquerschnitt der Kaikonstruktion (s.a. Bild 4.1) nachbildet, entwickelt. Bild 6.2 zeigt zur deutlicheren Darstellung einen Berechnungsausschnitt als 2-dimensionales Netz. In diesem Elementnetz sind die verschiedenen Materialgruppen eingefügt, die zur Modellierung des Systems und zur Simulation der Herstellung erforderlich waren.

Bei der Modellierung wurden weitere Vereinfachungen vorgenommen:

- Entwässerungseinrichtungen (Kanäle, Schächte) wurden vernachlässigt,
- Vorderkante Reibepfahl und Kaimauerkopf wurden auf eine Systemlinie gesetzt,
- Anschlüsse der einzelnen Bauteile untereinander wurden als starr angenommen,
- Verzicht auf Kontaktelemente,
- Tidewechsel wurden nicht simuliert.

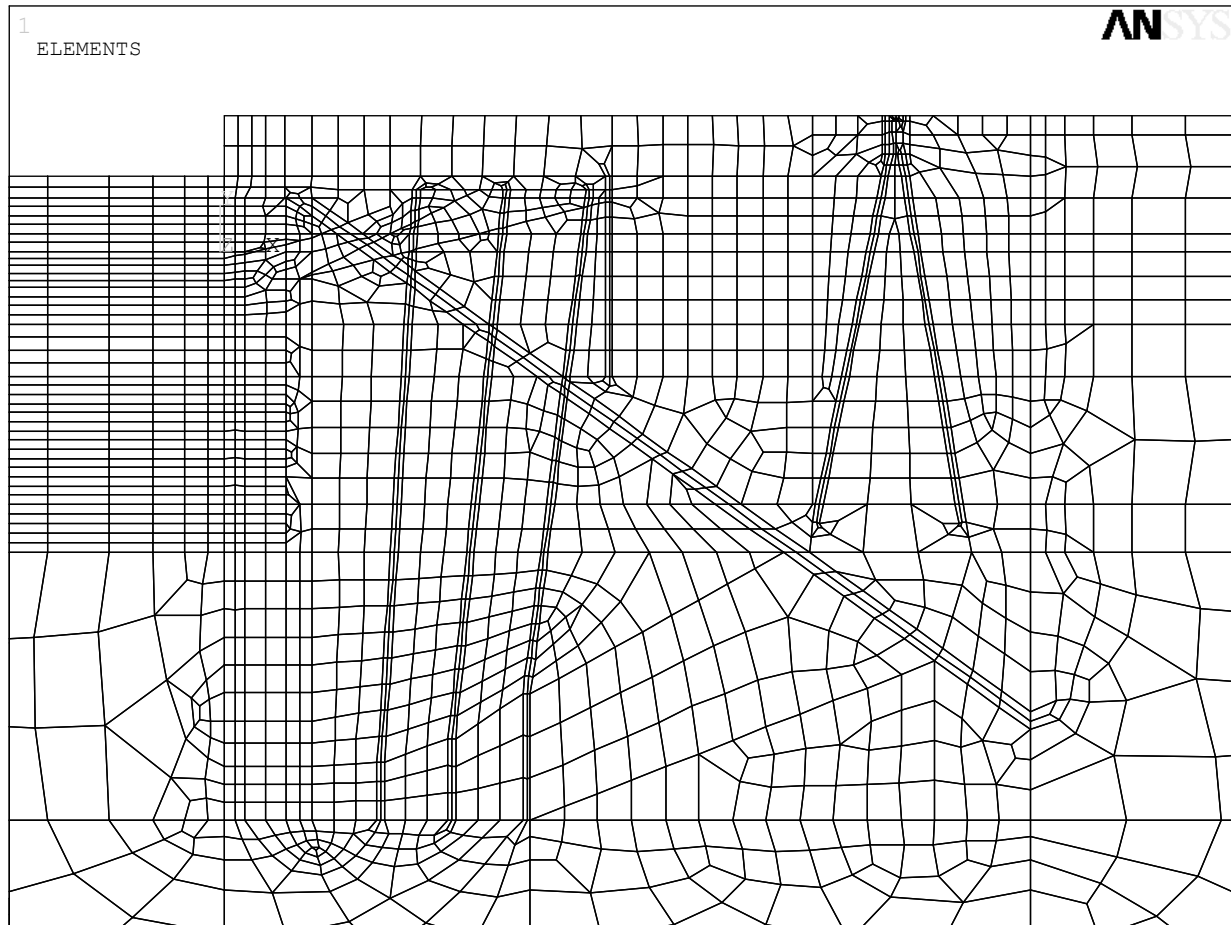


Bild 6.2 2-dimensionale Darstellung des FE-Netzes der Kaikonstruktion

Die Bauphasen lassen sich in einer Step-by-Step-Analysis simulieren, die die Herstellung der Kaikonstruktion als Landbaustelle und die Abbaggerungsvorgänge beinhaltet. Durch die Abbaggerung entsteht auf der Wasserseite eine Entlastung. Verkehrslasten werden nicht berücksichtigt, weil sie bisher nicht auftraten oder messtechnisch noch nicht erfasst wurden.

In dem ersten Berechnungsschritt wurde der Initialspannungszustand bestimmt, welcher bei der Berechnung der Trag- und Verformungsfähigkeit geotechnischer Konstruktionen zwingend zu berücksichtigen ist. Tabelle 6.1 zeigt die einzelnen Steps.

Tabelle 6.1 Abfolge der einzelnen Lastfälle mit ihren jeweiligen Lastschritten

| Step | Anzahl der Lastschritte | Bauphasen / Herstellung von |
|------|-------------------------|--|
| 1 | 1 | Primärspannungszustand |
| 2 | 1 | Reibepfähle |
| 3 | 1 | Spundwand |
| 4 | 1 | Schrägpfahl |
| 5 | 1 | 3 Pfahlreihen, Spundwandschürze, Pfahlbock |
| 6 | 1 | Platte |
| 7 | 1 | Kaikopf |
| 8 | 6 | Auffüllung bis 7,50m durch Vorgabe von Flächenlasten |
| 9 | 13 | Ausbaggerung bis -0,37m |
| 10 | 30 | Ausbaggerung bis -7,00m |
| 11 | 76 | Ausbaggerung bis Hafensohle (-16,70) |

Bei der physikalischen Modellierung wurde der Boden durch das linear-elastisch ideal-plastische Stoffgesetz nach Drucker-Prager beschrieben (s.a. Abschnitt 3.4) und das Materialverhalten der Konstruktionselemente linear elastisch abgebildet. Die für die Berechnung erforderlichen Eingangsparameter wurden für die Baustoffe aus der Statik entnommen und für die anstehenden Böden aus den üblicherweise durchgeführten bodenmechanischen Standardversuchen gewonnen. Die in der Bodenmechanik verwendete Steifigkeit des Bodens E_s muss für die numerische Berechnung in einen Elastizitätsmodul E unter Berücksichtigung der Querdehnzahl μ umgerechnet werden:

$$E = \frac{E_s}{\left(\frac{1-\mu}{1-\mu-\mu^2} \right)} \quad (6.1)$$

In der Tabelle 6.2 sind die Eingangsdaten der anstehenden Bodenarten aufgeführt. Die in der statischen Berechnung angesetzten Parameter sind den Eingangskenngrößen der FEM-Berechnung gegenübergestellt.

Soweit nicht anders angegeben, erfolgt die Angabe von Längen in [m], Kräften in [kN], Spannungen in [kN/m²] und Volumenkräften in [kN/m³].

Tabelle 6.2: Materialkennwerte des Bodens aus der Statik und Eingangsparameter für das FE-Modell

| Boden | Berechnungsart | Steifemodul | Elastizitätsmodul | Querdehnzahl | Wichte | Reibungswinkel | Kohäsion | Dilatanzwinkel |
|------------------|----------------|-------------------|-------------------|--------------|-------------------|----------------|-------------------|----------------|
| | | E_s | E | ν | γ/γ' | ϕ' | c' | ψ |
| | | kN/m ² | kN/m ² | - | kN/m ³ | ° | kN/m ² | ° |
| Auf-füllung | Statik | 15.000 | - | - | 18 / 10 | 35 | 0 | - |
| | FEM | - | 11.143 | 0,3 | 18 / 10 | 30 | 5 | 8 |
| Klei | Statik | 1.000 | - | - | 12 / 2 | 22 | 13 | - |
| | FEM | - | 743 | 0,3 | 12 / 2 | 20 | 13 | 0,001 |
| Sand mit Klei | Statik | 5.000 | - | - | 18 / 10 | 30 | 0 | - |
| | FEM | - | 3.714 | 0,3 | 18 / 10 | 20 | 0,001 | 5 |
| Sande/ Kiese | Statik | 100.000 | - | - | 19 / 11 | 35 | 0 | - |
| | FEM | - | 66.857 | 0,3 | 19 / 11 | 25 | 0,001 | 8 |
| Geschiebe-mergel | Statik | 50.000 | - | - | 22 / 12 | 32,5 | 15 | - |
| | FEM | - | 74.286 | 0,3 | 22 / 12 | 32,5 | 15 | 0,001 |

Der E-Modul des Geschiebemergels wurde für die FEM-Berechnung vorab bereits aus dem zweifachen Steifemodul angesetzt. Der Wasserstand im Modell wurde in die Schichtgrenze zwischen der Auffüllung und den organischen Weichschichten gelegt. Wechselnde Wasserstände waren im Modell noch nicht vorgesehen.

Neben der Dicke der Elementscheiben ($d = 0,235 \text{ m}$) musste auch die Ersatzelementhöhe bzw. –dicke bei der Bestimmung einzelner Materialkennwerte ermittelt werden. Die Bauteile Kaiplatte, Kaikopf und Kranbahnbalken wurden im Modell maßstabsgetreu abgebildet, daher konnten sie mit den realen Materialparametern für einen Beton B35 ($E = 34.000 \text{ MN/m}^2$) modelliert werden. Für alle anderen Bauteile wurden Ersatzmaterialparameter berechnet, da die Abmessungen nicht direkt auf die Elementstruktur übernommen werden konnten (Tabelle 6.3).

Um tatsächliche Bauteilgeometrien an die Elementgeometrien anzupassen, wurde eine Umrechnung der Biegesteifigkeit für die Tragbohle auf Rechteckelemente vorgenommen [nach MEISSNER, 2002]. Diese Art der Umrechnung wurde im Folgenden auf die weiteren Bauteile der Kaikonstruktion angewendet, deren Abbildungen nicht maßstabsgetreu erfolgen konnten. Die Berechnung erfolgte aus der Biegesteifigkeit (EI) und der Dehn- oder Normalsteifigkeit (EA) eines Ersatzbalkens, der den vorhandenen Steifigkeiten des Bauteils entsprechen sollte. Dabei wurde zusätzlich eine Erweiterung auf zwei Materialien Stahl (St) und Zement-Bentonit-Suspension (Be), deren Steifigkeiten sich addieren, vorgenommen:

$$E_{St} \cdot I_{St} + E_{Be} \cdot I_{Be} = E_{Ersatz} \cdot \frac{b \cdot h^3}{12} \quad (6.2)$$

$$E_{St} \cdot A_{St} + E_{Be} \cdot A_{Be} = E_{Ersatz} \cdot b \cdot h \quad (6.3)$$

aus (6.3):
$$h = \frac{E_{St} \cdot A_{St} + E_{Be} \cdot A_{Be}}{b \cdot E_{Ersatz}} \quad (6.4)$$

(6.4) in (6.2):
$$E_{Ersatz} = \sqrt{\frac{(E_{St} \cdot A_{St} + E_{Be} \cdot A_{Be})^3}{12 \cdot b^2 \cdot (E_{St} \cdot I_{St} + E_{Be} \cdot I_{Be})}} \quad (6.5)$$

Der Elastizitätsmodul für Stahl wurde mit $E = 210.000 \text{ MN/m}^2$ und der für die Zement-Bentonit-Suspension mit $E = 1.000 \text{ MN/m}^2$ angesetzt.

Im Modell wurde über die Tiefe und Breite im Bereich der Kaimauerwand nur eine Elementhöhe vorgesehen. Da die Tragbohlen die Haupttragglieder der Wand darstellen, orientieren sich die geometrischen Höhen der anderen Bauteile (Füllbohle, Tragbohlenfuß) an dieser Höhe.

Die Bauteilabmessungen im Modell und die Ersatzparameter sind in Tabelle 6.3 dargestellt.

Tabelle 6.3: Materialparameter der Bauteile für das FE-Modell nach der Umrechnung

| Bauteil | Elastizitätsmodul | Querdehnzahl | Wichte | Elementhöhe | Elementbreite |
|---------------------|---------------------|--------------|--------------------|-------------|---------------|
| | E_{Ersatz} | ν | γ / γ' | h | b |
| | MN/m ² | - | kN/m ³ | m | m |
| Beton B 35 | 34.000 | 0,2 | 25 / 15 | - | - |
| Tragbohle | 11.136 | 0,2 | 23,1 / 13,1 | 1,43 | 0,94 |
| Tragbohlenfuß oben | 15.137 | 0,2 | 26,1 / 16,1 | 1,43 | 0,94 |
| Tragbohlenfuß unten | 17.677 | 0,2 | 26,8 / 16,8 | 1,43 | 0,94 |
| Füllbohle | 161 | 0,2 | 12,7 / 6,6 | 1,43 | 1,41 |
| Sickerwasserschürze | 11.670 | 0,2 | 20,4 / 10,4 | 0,36 | 1,00 |
| Schrägpfahl | 9.390 | 0,2 | 20,9 / 10,9 | 0,83 | 0,47 |
| Ortbetonrammpfahl | 34.000 | 0,2 | 25 / 15 | 0,44 | 0,47 |
| Reibepfahl | 5.800 | 0,2 | 28,5 / 18,5 | 1,18 | 1,18 |

Die seitlichen Modellgrenzen wurden je in Normalenrichtung als unverschieblich angesetzt, am unteren Modellrand waren alle drei Bewegungsrichtungen unverschieblich. Der Berechnungsausschnitt betrug im Querschnitt von der Kaimauerwand einseitig 60 m und landseitig 101,19 m. Die Ausschnittstiefe lag bei NN- 61,50 m. Die Abmessungen wurden durch Parametervariationen bestätigt.

Das Ziel der durchgeführten numerischen Berechnungen lag in der Erfassung des Lastabtragungs- und Verformungsverhaltens der gesamten Kaikonstruktion. Um den reali-

tätsnahen Bezug des Modells zur Kaikonstruktion herstellen zu können, wurden die Verformungsmessungen an der Kaimauerwand (Inklinometermessungen; s.a. Abschnitt 4.4.2.1) zur Kalibrierung des FE-Netzes herangezogen.

Nach den Berechnungen der vorgegebenen Lastschritte wurden jeweils die Biegelinien der Kaimauerwand bestimmt und mit der gemessenen Verformungskurve verglichen. Für die Adaptierung an die Verformungskurve aus den Inklinometermessungen an der Kaimauerwand wurden schrittweise die Parameter variiert.

Hier sind als wesentliche Veränderungen die Materialsteifigkeitsreduzierungen der Kaimauerwand und des Schrägpfahles sowie die Erhöhung des Steifemoduls des Bodens auf der Widerstandsseite der Kaimauerwand zu nennen. Des Weiteren wurden die Scherfestigkeiten der Bodenschichten hinter der Kaimauerwand (Erddruckseite) sowie entlang des Schrägpfahles verringert.

Die für die FEM berechneten Steifemodule, die aus den Kennwerten der Statik von Trag- und Füllbohle, Schlössern und erhärteter Suspension bestimmt wurden, waren zu groß und mussten auf $\frac{2}{3}$ der vorab bestimmten Steifigkeit reduziert werden, um die Biegelinie der gemessenen Verformungskurve anzupassen. Zusätzlich wurden die Scherparameter der Weichschichten und der aufgefüllten Sande verringert, um den Erddruck auf die Wand zu erhöhen. Hierdurch wurden die wasserseitigen Verformungen in Feldmitte der freigelegten Kaimauerwand größer.

Mit der Steifemodulerhöhung des Bodens auf der Erdwiderstandsseite auf das Vierfache des vorab angesetzten Wertes am Wandfuß wurde die Fußpunktverschiebung aus der numerischen Berechnung der aus der Inklinometermessung sich ergebenden Verschiebung angenähert. Die Annäherung der Fußpunktverschiebung und ebenfalls die Einspannung des Wandfußes ergaben sich auch aus dem tiefenabhängigen Ansatz des Steifemoduls.

Auf den Einsatz von Kontaktelementen im FE-Netz wurde hier verzichtet, weil aufgrund der Komplexität des dreidimensionalen Modells die technischen Randbedingungen des aufgebauten Netzes sekundär waren. Für den nachträglichen Einbau der Kontaktelemente im FE-Netz erschien der Aufwand zu groß.

Bei neu aufzubauenden Modellen für ähnlich komplexe Geometrien oder vergleichbare Konstruktionen mit Pfählen sind Kontaktelemente unabdingbar. Sie erst stellen den realitätsnahen Bezug zur Interaktion Pfahl-Boden her. Diese Elemente erlauben eine Ver-

schiebung benachbarter Knoten zueinander unter vorgegebenen Bedingungen. Im vorliegenden Netz wurde nur ein Elementtyp benutzt, der die Knotenverbindungen von benachbarten Pfahl- und Bodenelementen als starr angenommen hat. Dieser Elementtyp gibt das Verformungsverhalten des Pfahles im Boden nicht korrekt wieder. Gerade bei Pfählen sind entsprechende Bewegungen zur Weckung der Mantelreibung erforderlich, um das Tragverhalten zwischen Pfahl und Boden realistischer abbilden zu können.

Um die entsprechende Bewegungsfreiheit des Schrägpfahles dennoch zu ermöglichen, wurden die Scherparameter der Bodenelemente entlang des Pfahles reduziert. Der Reibungswinkel φ' wurde um $\varphi' = 2,5^\circ$ bis $\varphi' = 5^\circ$ verkleinert und die Kohäsion c' um $c' = 5 \text{ kN/m}^2$. Mit diesen Parametervariationen wurden die Kopfpunktverschiebung sowie die Längung des Schrägpfahles erreicht.

6.3 Ergebnisse der numerischen Berechnung

Die berechneten Verformungen und Spannungen am Schrägpfahl, den Ort betonrammpfählen, der Kaiplatte und des Erddruckes an der Kaimauerwand wurden den gemessenen Verformungen und Spannungen gegenübergestellt, bewertet und adaptiv in den Berechnungen berücksichtigt.

Als Ergebnis der Parametervariation wurde eine qualitativ gute Übereinstimmung mit der gemessenen Biegelinie erreicht (Bild 6.3). Die resultierende Fußpunktverschiebung der Kaimauerwand war mit der aus der geodätischen Vermessung abgeleiteten Fußpunktverschiebung ebenfalls gut vergleichbar.

Mit Hilfe der an der Biegelinie der Kaimauerwand kalibrierten Modellparameter ergaben die Berechnungen folgende Ergebnisse bezüglich der Erddruckverteilung (Bild 6.4).

Auf der Landseite der Kaimauerwand zeigen die berechneten effektiven Horizontalspannungen über die Tiefe einen Verlauf, der gut mit den gemessenen Werten korreliert. Die Übereinstimmung ist auf der aktiven Erddruckseite auch im Vergleich zur analytischen Berechnung gegeben (s. a. Bild 4.34).

Auf der Erdwiderstandseite treten deutliche Differenzen von der FEM-Berechnung zu den Messwerten auf, die Abweichungen betragen ca. 50% bis 100%. Diese Differenz lässt sich nur aus einer fehlerhaften Messwertaufnahme ableiten (s.a. Abschnitt 4.4.2.3).



Bild 6.3 Vergleich der Biegeverformungen der Kaimauerwand: Messung – FEM

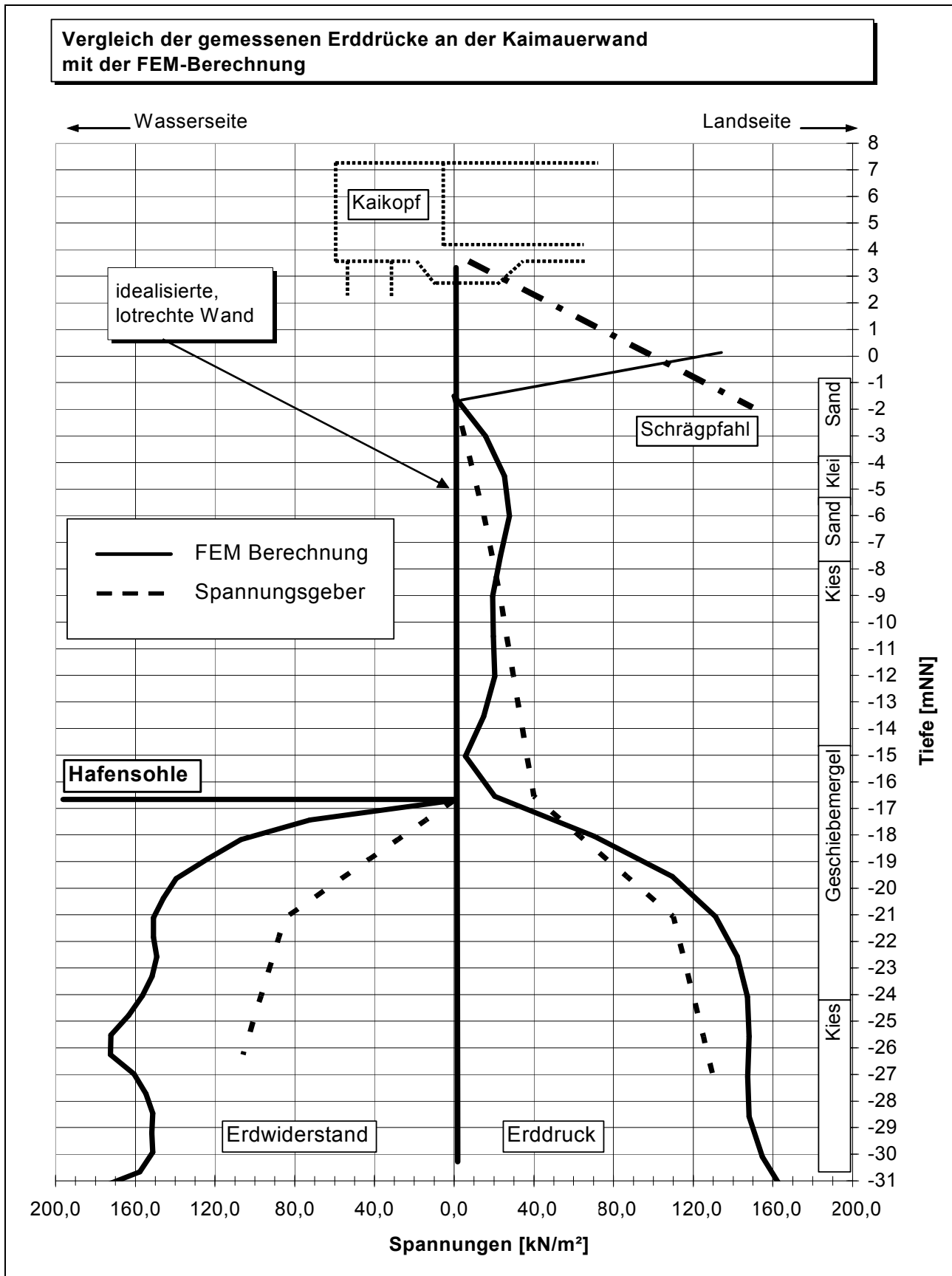


Bild 6.4 Vergleich der horizontalen Erddruckspannungen zwischen FEM und Messung

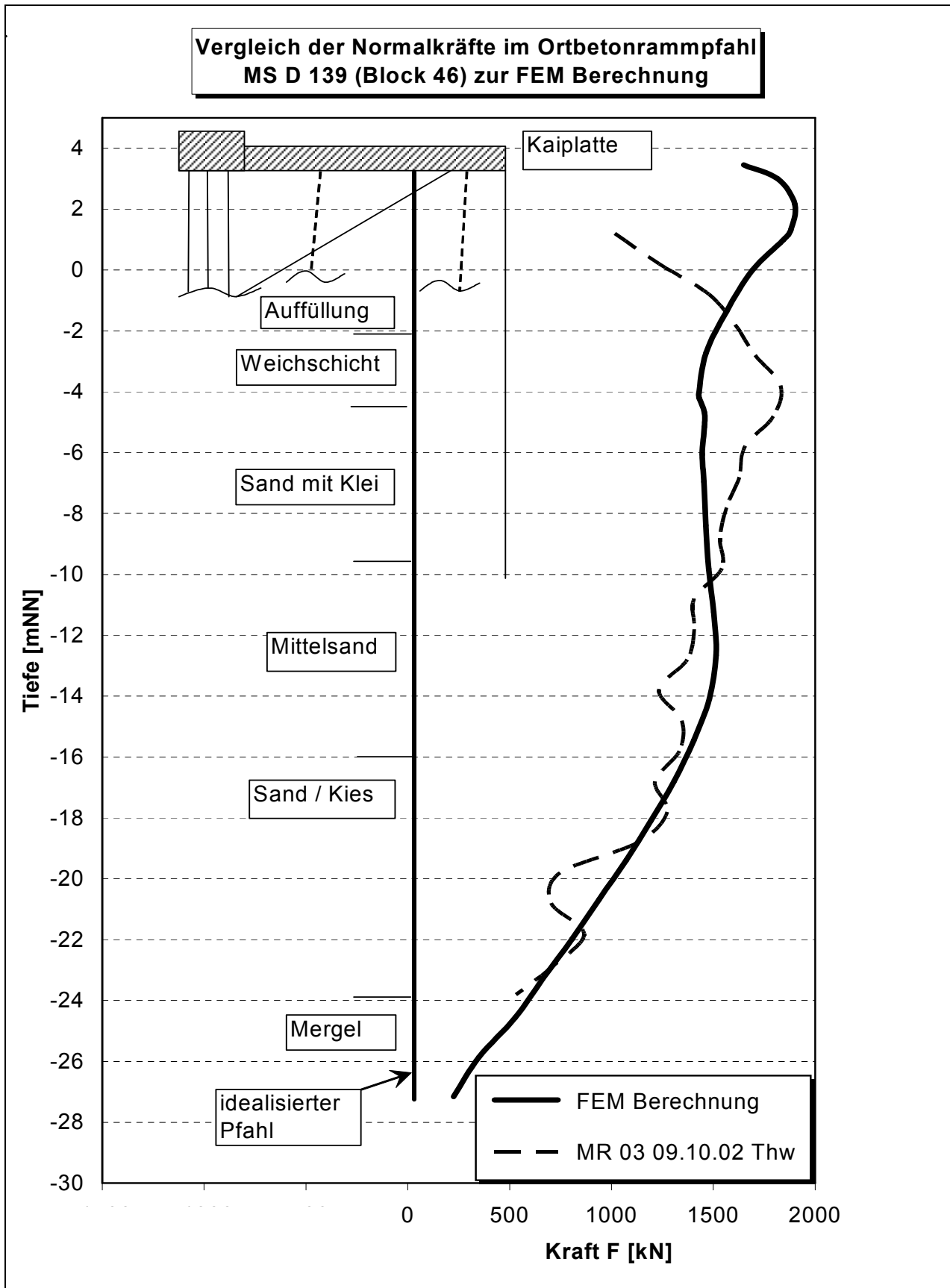


Bild 6.5 Vergleich der Normalkräfte im Ortbetonrammpfahl zwischen FEM und Messung

Die analytisch berechneten Horizontalspannungen auf der Erdwiderstandsseite betragen das 1,25- bis 4-fache der numerisch berechneten Spannungen. Die Bewegungen des Wandfußes als Ergebnis der FEM-Berechnung oder der Inklinometermessungen reichen bei Weitem nicht aus, den entsprechenden vollen Erdwiderstand gemäß der Erddrucktheorie zu wecken. Die dazu erforderlichen Fußbewegungen der Wand müssten sich im dm-Bereich einstellen.

Die berechneten Normalkräfte im Ortbetonrammpfahl korrelieren sehr gut mit den Messergebnissen in den unteren zwei Dritteln der Pfahllänge (Bild 6.5). Im oberen Drittel dagegen sind die Kurvenverläufe different. Die maximalen Druckkräfte im Pfahl sind im Vergleich Messung zur Berechnung annähernd gleich groß, treten aber in verschiedenen Bereichen auf. Während die Messungen die negative Mantelreibung infolge der Konsolidation der Weichschichten gut erfassen, scheint dieser Vorgang in der numerischen Berechnung nicht ausreichend berücksichtigt zu werden.

Der Verlauf der berechneten Normalkräfte im Schrägpfahl (Bild 6.6) ist qualitativ vergleichbar mit den aus gemessenen Verformungen rückgerechneten Normalkräften. Die Normalkräfte sind in der Größenordnung jedoch different. An der Anbindestelle ist die Normalkraft aus der FEM-Berechnung nur halb so groß wie sie sich aus der Messung ergibt. Die Maximalkräfte im Pfahl auf Höhe der Sickerwasserschürze differieren um ca. 20%, wobei auch hier die Messergebnisse größer als die berechneten Kräfte sind. Die Maxima der Normalkraftverteilungen treten an der gleichen Stelle auf.

Signifikant ist die Normalkraftzunahme unterhalb der Kaipalte in Folge negativer Mantelreibung. Die negative Mantelreibung wird durch die Bewegungen der Bodenpartikel entlang des Schrägpfahles hervorgerufen. In Bild 6.7 sind die Dehnungen des Pfahles infolge der Belastung im Zusammenhang mit den Verformungen des Gesamtsystems aus der numerischen Berechnung sowie die Dehnungen aus der Messung dargestellt. Während die Dehnungskurve der Messung eine Fußpunktverschiebung nicht mit abbildet, werden als Ergebnis der FEM-Berechnung die Verschiebungskoordinaten der Knoten ausgewiesen und gezeigt. Die berechneten Pfahldehnungen durch die eingetragenen Belastungen sind vergleichbar mit den gemessenen Dehnungen (s.a. Bild 4.29). Die dritte Verschiebungslinie kennzeichnet die Bewegungen der Bodenelemente entlang des Pfahles in Pfahlachse. An dem Schnittpunkt der beiden Kurven aus der FEM-Berechnung kehrt sich

das Vorzeichen der Mantelreibung um. An dieser Stelle befindet sich das Maximum der Zugkraft im Schrägpfahl.

Insgesamt werden die Messergebnisse durch die numerischen Berechnungen bestätigt.

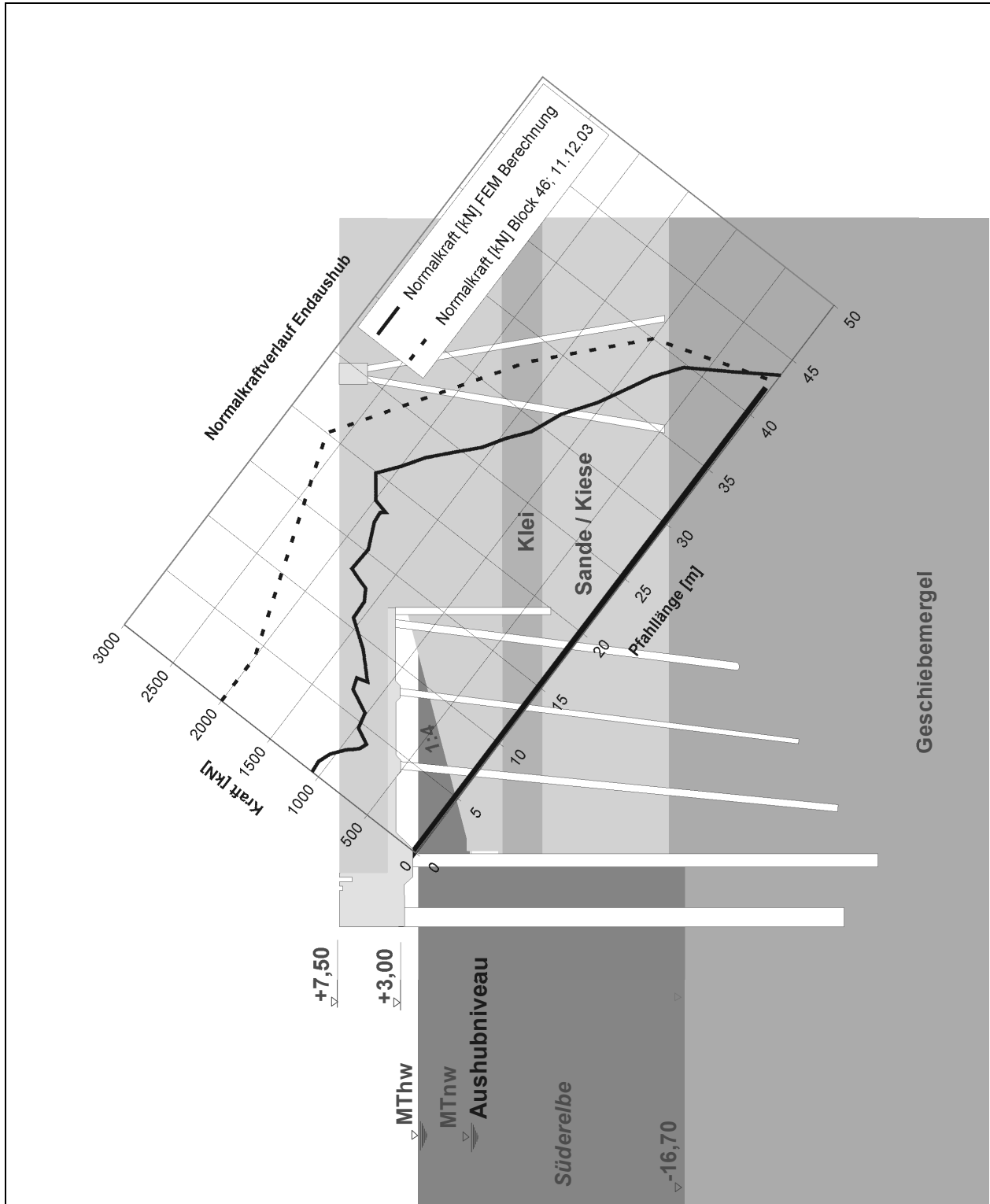


Bild 6.6 Vergleich der Normalkräfte im Schrägpfahl zwischen FEM und Messung

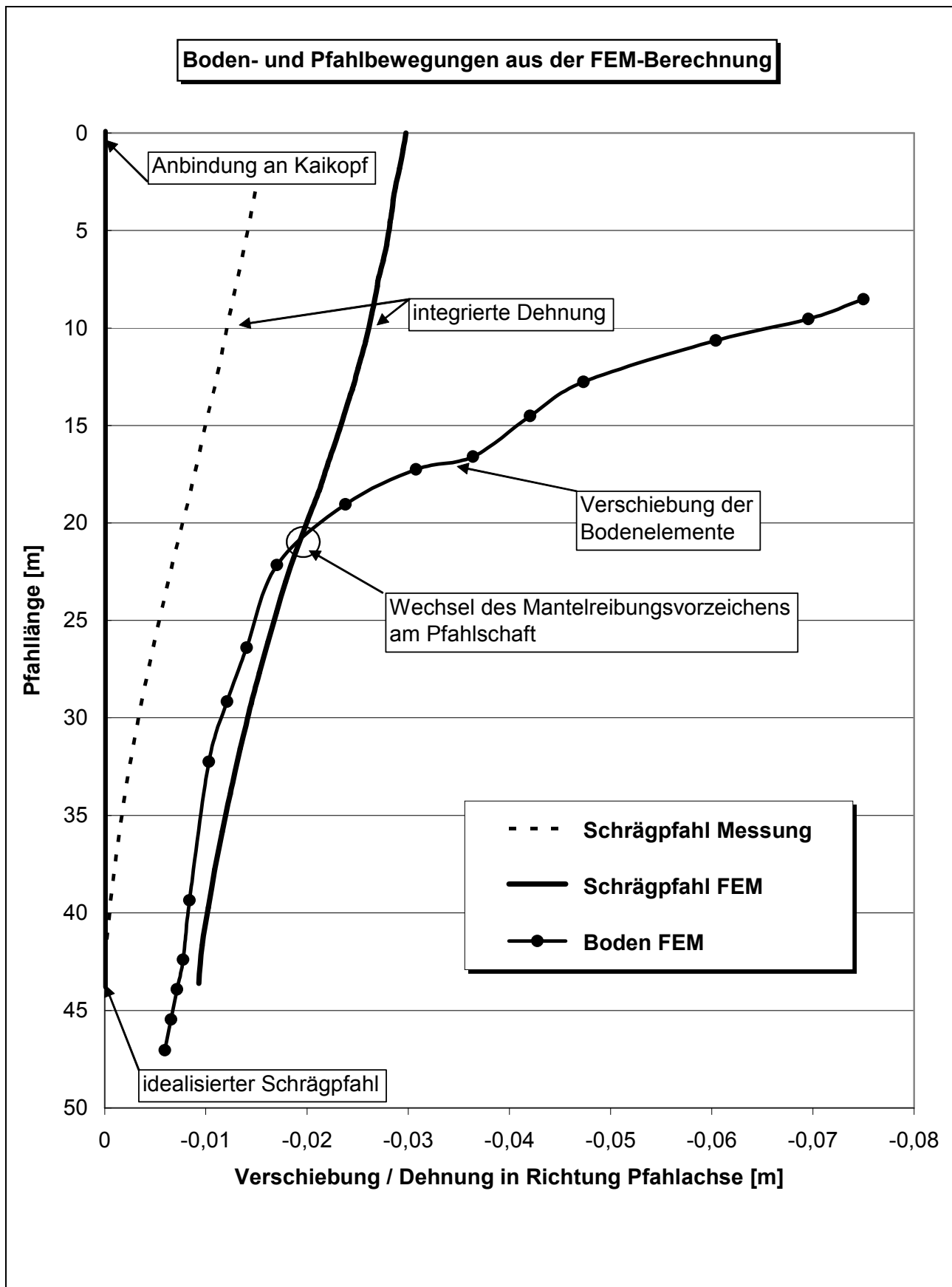


Bild 6.7 Bodenbewegung und Pfahlidehnungen in Pfahlachse

6.4 Schlussfolgerungen aus der numerischen Berechnung

Die hier mit dem Programmsystem ANSYS modellierte Konstruktion wurde als dreidimensionales FE-Netz im Bereich der Kaimauersysteme dargestellt und berechnet. Unter Berücksichtigung der gewählten Ansatzparameter und geometrischen Vereinfachungen sowie den Belastungsannahmen wurde qualitativ eine gute Übereinstimmung von den numerischen Berechnungsergebnissen mit den Messergebnissen erzielt.

Es wurden Veränderungen an den Modellparametern vorgenommen, um die Biegelinie der Kaimauerspundwand an die Verformungslinie aus der Inklinometermessung anzupassen. Dieser Parameteränderungen stehen teilweise im Widerspruch zu den statischen Ansätzen, sind aber mit den gewählten Modellierungen erklärbar:

- Die Spundwandsteifigkeit aus der Statik wurde unter Berücksichtigung der Füllbohlen und der erhärteten Suspension heraufgesetzt, um die Durchbiegung der Wand der gemessenen Wanddurchbiegung anzunähern. In der FEM-Berechnung wurde dagegen die Steifigkeit herabgesetzt, um das gleiche Ziel zu erreichen.

Als Ursache war die Verschmelzung von Tragbohlen, Füllbohlen und Suspension zu einem Element mit einer gemeinsamen Steifigkeit zu sehen. Im statischen Berechnungssystem und in den Messungen wurden die Verformungen der Tragbohle ermittelt, die auf Grund ihrer hohen Steifigkeit im Verhältnis zu den Füllbohlen die Belastung auf sich konzentriert. In der FEM-Berechnung wurden die Lasten dagegen über die Breite der Wand gleichmäßig verteilt. Dadurch musste die Durchbiegung, die an der Tragbohle auf Grund der kleineren Belastung geringer war, durch die Verringerung der Steifigkeit im Modell angenähert werden. Für weiterführende Berechnungen sollten die Trag- und Füllbohlen als eigenständige Elemente implementiert werden, um auch die Lastkonzentrationen im Bereich der Tragbohle zu verdeutlichen.

- In der numerischen Berechnung wurden die Steifigkeit des Schrägpfahles sowie die Scherparameter der am Pfahl anliegenden Bodenelemente herabgesetzt, um die erforderliche Bewegung am Kaimauerkopf zu erreichen. Durch den Verzicht auf die Kontaktelemente bei der Modellierung war die Bewegungsfreiheit des Schrägpfahles im Boden zu eingeschränkt.

- Die Steifigkeitserhöhung der Bodenelemente auf der Erdwiderstandsseite um das Vierfache des angesetzten Wertes aus der Statik reduzierte die Fußpunktverschiebung im Modell ungefähr auf das gemessene Maß. Die Bodensteifigkeit des Geschiebemergels, die für die FEM-Berechnung angesetzt wurde, lag in der Statik deutlich auf der sicheren Seite. Aus den Kompressionsversuchen am Geschiebemergel, die der Statik aus vorab durchgeführten Baugrunduntersuchungen zur Verfügung standen, waren Steifemodule in der Größenordnung abzulesen, wie sie in der FEM-Berechnung nach der Erhöhung angesetzt wurden.

Für weiterführende numerische Berechnungen sind als Fazit aus den durchgeführten Untersuchungen folgende Empfehlungen zu geben:

- Die Wahl des Stoffgesetzes nach Drucker-Prager ist bei annehmbaren Ungenauigkeiten ausreichend. Es können damit gleichfalls Variationen hinsichtlich Konstruktionsdetails und die Richtigkeit statischer Ansätze überprüft werden. Komplexe Stoffgesetze mit isotropen, kinematischen oder kombinierten Verfestigungsansätzen mit zusätzlichen Parametern scheinen bei den schwierigen heterogenen Baugrundverhältnissen wie z.B. im Hamburger Hafen eher nicht sinnvoll. Die Bestimmung der zusätzlich erforderlichen Parameter bereitet oft Schwierigkeiten und ergeben in Summe ggfs. vergleichbare Ungenauigkeiten im Vergleich zu einfacheren Stoffgesetzen.
- Die Modellierung der Kaimauerspundwand ist entsprechend der stark variierenden Steifigkeiten von Füll- und Tragbohlen zu verfeinern.
- Der Einsatz von Kontaktelementen an den Pfählen, insbesondere an den Zugpfählen, ist unbedingt erforderlich, um das Verformungsverhalten der Pfähle realistischer abzubilden.
- Die Tideverläufe bzw. Wasserdruckansätze sind bei der numerischen Berechnung hinsichtlich Strömungsrichtung und -druck hinzuzufügen.

7 Schlussfolgerungen

7.1 Messtechnische Erkenntnisse

Die Messungen der Belastungen auf die Kaimauerwand sind über Erddruck- und Porenwasserdruckgeber in verschiedenen Einbautiefen erfolgt. Die Spannungsänderungen im Boden infolge der unterschiedlichen Bauzustände können damit gut erfasst werden. Die Primärspannungen im Boden sind dagegen noch immer vergleichsweise unpräzise zu bestimmen. Die durch den vorzeitigen Einbau der Spannungsgeber eingetragenen Störungen der Bodenmatrix sind nicht reversibel (s.a. Abschnitt 4.4.2.3).

Die Porenwasserdrücke sind im Vergleich zu den Totspannungsmessungen signifikant aussagekräftiger.

Mit dem Inklinometer zur Bestimmung des Verformungsverhaltens der Kaimauerwand und der Ortbetonrammpfähle werden gute und aussagekräftige Ergebnisse erzielt.

Zur Messung der axialen Verformungen wurde das Gleitmikrometermessverfahren eingesetzt. Durch die Untersuchungen in situ und im Labor wird die Präzision und Zuverlässigkeit des Messinstrumentes bestätigt. Angegebene gerätebedingte Messabweichungen werden mindestens erreicht und teilweise unterschritten. Spezifische Randbedingungen aus dem in-situ-Versuch werden aufgezeigt und deren Fehlergrößen bestimmt.

Die präzise mechanische Übertragung der Verzerrungen der Schrägpfähle über die Bentonit-Zement-Suspension auf das Messrohr wurde durch weitere Versuche und Untersuchungen aufgezeigt.

Trotz des verhältnismäßig großen Stahlquerschnittes werden die Verformungen am Schrägpfahl für die Rückrechnung in Normalkräfte mit hoher Genauigkeit ermittelt. Der Fehler in der Bestimmung der Normalkraft im Schrägpfahl auf Grundlage der Messungen und des Einbaus der Messeinrichtung liegt bei maximal ± 25 kN, bezogen auf die Maximalkraft bedeutet das $\pm 1,25\%$. Bedingung für die geringe Größe der Messfehler sind die Bestimmung und Einhaltung der speziellen Randbedingungen bei der Durchführung der Messungen.

Die Ergebnisse der Gleitmikrometermessungen sind nach den durchgeführten Untersuchungen im Rahmen der erreichten Genauigkeit plausibel.

Weitaus größere Schwankungen resultieren aus der Herstellung des Stahlprofils. Toleranzen in den Querschnittsabmessungen nach DIN und im Elastizitätsmodul führen zu Abweichungen, deren Größen von der eingetretenen Dehnung abhängen. Hier kann der Fehler bei bis zu $\pm 7\%$ liegen.

Die eingesetzte Messtechnik hat das Verformungs- und Lastabtragungsverhalten der Kaikonstruktion hinreichend genau erfasst und neue Erkenntnisse über die Statik der Konstruktion dargelegt bzw. vorhandene Ergebnisse bestätigt.

7.2 Projektbezogene Erkenntnisse

7.2.1 Verformungs- und Lastabtragungsverhalten der Kaikonstruktion

Die gesamte Kaikonstruktion wird durch vertikale (Eigengewicht, Verkehrslasten etc.) und horizontale (Erddruck, Wasserüberdruck, Stoßlasten etc.) Lasten beansprucht. Die vertikalen Lasten werden über die Reibepfähle, die Kaimauerwand und die Ortbetonrammpfähle in den Untergrund eingeleitet. Die Horizontallasten werden im Wesentlichen von der Sickerwasserschürze (SW-Schürze) und die Kaimauerwand aufgenommen und über die Schrägpfähle, die leicht geneigten Ortbetonrammpfähle und dem anstehenden Boden auf der Erdwiderstandseite der Kaimauerwand aufgenommen.

Während die Einleitung der Vertikalkräfte über die tragenden Bauteile unkritisch und entsprechend den statischen Ansätzen in den Baugrund stattfindet, werden die Horizontallasten konträr zu den allgemein üblichen statischen Berechnungsannahmen aufgenommen und in den anstehenden Baugrund geleitet.

Der Kraftfluss der Horizontallasten wird mit Unterstützung der Messtechnik und der numerischen Berechnung bis zur Einleitung in den Baugrund aufgezeigt (Bild 7.1).

Die horizontalen Belastungen auf die Kaimauerspundwand resultieren im Wesentlichen aus dem Erddruck auf der aktiven Seite ($E_{20} + E_{2u} = E_2$) und einer Horizontalbelastung, die sich aus dem Erddruck ($E_1 = E_{1a} + E_{1b}$) auf die Spundwandschürze (SW-Schürze) ergibt. Hier stellt sich eine Erddruckkraft zwischen aktivem Erddruck und Erdruhedruck ein. Ein untergeordneter Teil dieser Belastung auf die SW-Schürze wirkt über den zwischen SW-Schürze und Kaimauerwand anstehenden Boden direkt auf die vordere Spundwand ($E_{1b \text{ red}}$). Dieser Lastanteil wurde mit dem entstehenden aktiven Erddruck auf der antreibenden

dem aktiven Erddruck (E_{20}) hervorgehende Streckenlast erzeugt Reaktionskräfte, die nahezu gleich verteilt in den Schrägpfehl und in die Fußspannung geleitet werden.

Daraus resultiert an der Kaimauerwand im Bereich der Einbindung eine unwesentlich größere Erdwiderstandskraft wie sie aus der numerischen Berechnung abgeleitet werden kann. Diese Erdwiderstandskraft wird aus dem bestehenden Erdrückdruck (E_p) und aus der geringen Reaktionskraft ($\frac{1}{2} E_{20}$) der aktiven Erddruckbelastung gebildet.

Aus der SW-Schürze, die am landseitigen Kaiplattenende wie ein gebetteter Balken mit einem festen Auflager (Kaiplatte) funktioniert, ergeben sich Horizontalkräfte, die auf verschiedene Weise in die Konstruktion eingeleitet werden:

- Ein untergeordneter Teil der Belastung (E_{1b}) wird auf die Kaimauerwand über das dazwischen liegende Erdreich weitergeleitet. Die nicht quantifizierbare Größe an der Spundwand ($E_{1b \text{ red}}$) wird über die Spannungsgeber oder die numerische Berechnung summarisch mit dem aktiven Erddruck erfasst.
- Ein weiterer untergeordneter Anteil der Belastung ($E_{1b} - E_{1b \text{ red}}$) wird durch die Ort betonrammpfähle in Form von Biegebeanspruchung und durch die Schrägpfähle in Form von negativer Mantelreibung aufgenommen.
- Der wesentliche Teil der Erddruckkräfte (E_{1a}) auf die SW-Schürze wird über die Kaiplatte in die Kaikonstruktion eingetragen. Die als Auflager wirkende Kaiplatte leitet die Kräfte, die durch die entgegengesetzt gerichteten Horizontalkräfte aus den Ort betonrammpfählen reduziert werden, zum Kaikopf weiter. Die entgegengesetzt gerichteten H-Kräfte resultieren aus den Vertikallasten und den geneigten Pfählen. Die verbleibenden Horizontalkräfte am Kaikopf werden durch die starre Verbindung in den Schrägpfehl eingeleitet und als Zugkräfte in den Baugrund eingetragen.

Dieses Verhalten der Lastabtragung der Kaikonstruktion widerspricht den üblichen statischen Ansätzen.

Bei einer Spundwandberechnung nach Blum wird auf der Widerstandsseite auf Grund einer angenommenen Wandverschiebung der volle passive Erddruck angesetzt. Die horizontale Erdwiderstandskraft wird dem sich einstellenden aktiven horizontalen Erddruck und einer Blum'schen Ersatzkraft C gegenübergestellt. Die Differenz der Horizontalkräfte wird über die Ankerkraft A in den rückhaltenden Boden eingeleitet. Die Summe der Horizontalkräfte ist somit gleich Null.

Sowohl durch die numerische Berechnung als auch aus den Messergebnissen lassen sich an dieser Kaikonstruktion weder die vollen Erdwiderstandskräfte noch die Blum'sche Ersatzkraft C nachweisen. Die FEM-Berechnung zeigt, dass die Horizontalkraft in der Kaiplatte und nahezu die Hälfte des gesamten aktiven horizontalen Erddruckes an der Kaimauerwand bis zur Hafensohle in den Schrägpfehl als Verankerung eingeleitet wird. Unterhalb der Hafensohle sind die horizontalen Erdwiderstandskräfte, wie bereits erwähnt, geringfügig größer als auf der Erddruckseite.

Aus den Ergebnissen der Spannungsgeber ist ein ähnliches Tragverhalten der Kaikonstruktion abzuleiten. Unterhalb der Hafensohle sind die gemessenen Erddrücke auf der Widerstandsseite geringfügig kleiner als auf der aktiven Seite, bewegen sich ebenfalls in dem Bereich des Erdruhedruckes. Die kleineren Messwerte auf der Widerstandsseite deuten auf einen Messfehler bei den Spannungsgebern hin, da auf Grund der Gesamtverformung der Kaikonstruktion zur Widerstandsseite der horizontale Erddruck auf dieser Seite nicht unter den auf der aktiven Seite fallen kann.

Es wird gezeigt, dass die Widerstandskräfte sich in Folge der geringen Spundwandverformung im Bereich der Einbindelänge nicht in voller Größe entsprechend der klassischen Erddrucktheorie nach Coulomb ausbilden. Der Erdruhedruck wird nach Fertigstellung der Kaikonstruktion und den Abbaggerungsarbeiten durch die Wandbewegung auf den aktiven Erddruck reduziert. Die aktiven und damit belastenden Erddruckkräfte entsprechen der allgemeinen Theorie, so dass aus der Betrachtung von $\sum H = 0$ sich deutlich größere Ankerkräfte aus Messung und FEM-Berechnung gegenüber einer statischen Spundwandberechnung ergeben.

Konträr diskutiert wird die Einspannung und die Fußpunktverschiebung an der Kaimauerwand, die sich im Zentimeterbereich bewegt (s.a. Abschnitt 4.4.2.1). Bei den durchgeführten Untersuchungen wurde festgestellt, dass zum einen die Wand eingespannt ist und zum anderen sich der Erdwiderstand nur geringfügig gegenüber dem Erdruhedruck erhöht hat. Daraus ist abzuleiten, dass die Kaimauerwand allein auf Grund der Horizontalbelastungen keine größeren Bewegungen erfahren haben kann. Die Erddruckkraft ($\frac{1}{2} E_{20}$) kann bei den hohen Steifigkeiten des anstehenden Geschiebemergels Verschiebungen in dieser Größe nicht hervorrufen.

Auf Grundlage der durchgeführten Messungen ist eher der Rückschluss zu ziehen, dass die gesamte Konstruktion sich auf einer Gleitfuge oder einem Gleitkeil bewegt hat. Die geodätische Vermessung hat eine Bewegung des Kaikopfes zur Wasserseite ergeben, die

bezogen auf die unabhängig von der geodätischen Vermessung durchgeführte Gleitmikrometermessung plausibel ist. Ohne die entsprechende Bewegung des Kaikopfes mit der Gesamtkonstruktion, unter Berücksichtigung der Wandverformungen bzw. Verdrehungen im Bereich des Kaikopfes, sind die gemessenen Längenänderungen im Schrägpfahl nicht ausreichend, um eine entsprechende Mantelreibung entlang des Pfahles zu wecken. Die gemessene Zunahme der Schrägpfahllänge und die theoretisch erforderliche Bewegung des Pfahles, um Mantelreibung zu erzeugen, ergeben die Lageveränderungen am Kaikopf, die durch die geodätische Vermessung festgestellt wurden.

Mit der Gesamtbewegung sowohl der Kaikonstruktion als auch des Baugrundes auf einer Gleitfuge ergeben die Einspannung des Wandfußes und die gering erhöhten Erdruehrdruckkräfte auf der Erdwiderstandsseite einen plausiblen Sinn.

Weitere Erkenntnisse aus den Untersuchungen zeigen, dass die Tide einen signifikanten, messbaren Einfluss auf die Verformungen hat und damit auf die sich daraus errechenbaren Kräfte und Belastungen. Die maximale Differenz der Normalkraft im Schrägpfahl am Kaiplattenende beträgt bei einem Tidewechsel ca. $N = 250 \text{ kN}$. Die Wanddurchbiegung ändert sich in Abhängigkeit der Tide in Feldmitte um ca. $f = 3 \text{ mm}$.

Die Druckbelastungen und Stauchungen der Ort betonrammpfähle unterhalb der Kaiplatte stimmen weitgehend mit den Ansätzen in der Statik und den Ergebnissen der FEM-Berechnung überein. Die negative Mantelreibung infolge der Konsolidationssetzungen der Weichschichten sollte jedoch im Gegensatz zur vorliegenden Statik berücksichtigt werden. Dies zeigen die Messergebnisse, die in diesem Punkt von den numerischen Berechnungen größtenteils bestätigt werden. Bei den Ort betonrammpfählen des Pfahlbockes für die hintere Kranbahnschiene wird hingegen die negative Mantelreibung rechnerisch angesetzt. Die Konsolidationssetzungen führen zu höheren Drucklasten in den Ort betonrammpfählen.

Das gesamte Verformungsverhalten ist überhöht in Bild 7.2 qualitativ dargestellt. Die gemessenen Verformungen sind mit durchgezogenen Linien aufgetragen, die auf Basis der geometrischen Randbedingungen vermuteten Verformungen an den nicht untersuchten Bauteilen gestrichelt. Für die Verformungsfigur sind zur besseren Darstellung nur die Systemlinien der Pfähle und der Kaimauerwand gezeichnet.

Die aus den Messungen abgeleiteten vermuteten Verformungen decken sich im Wesentlichen gut mit den Verformungen aus der numerischen Berechnung.

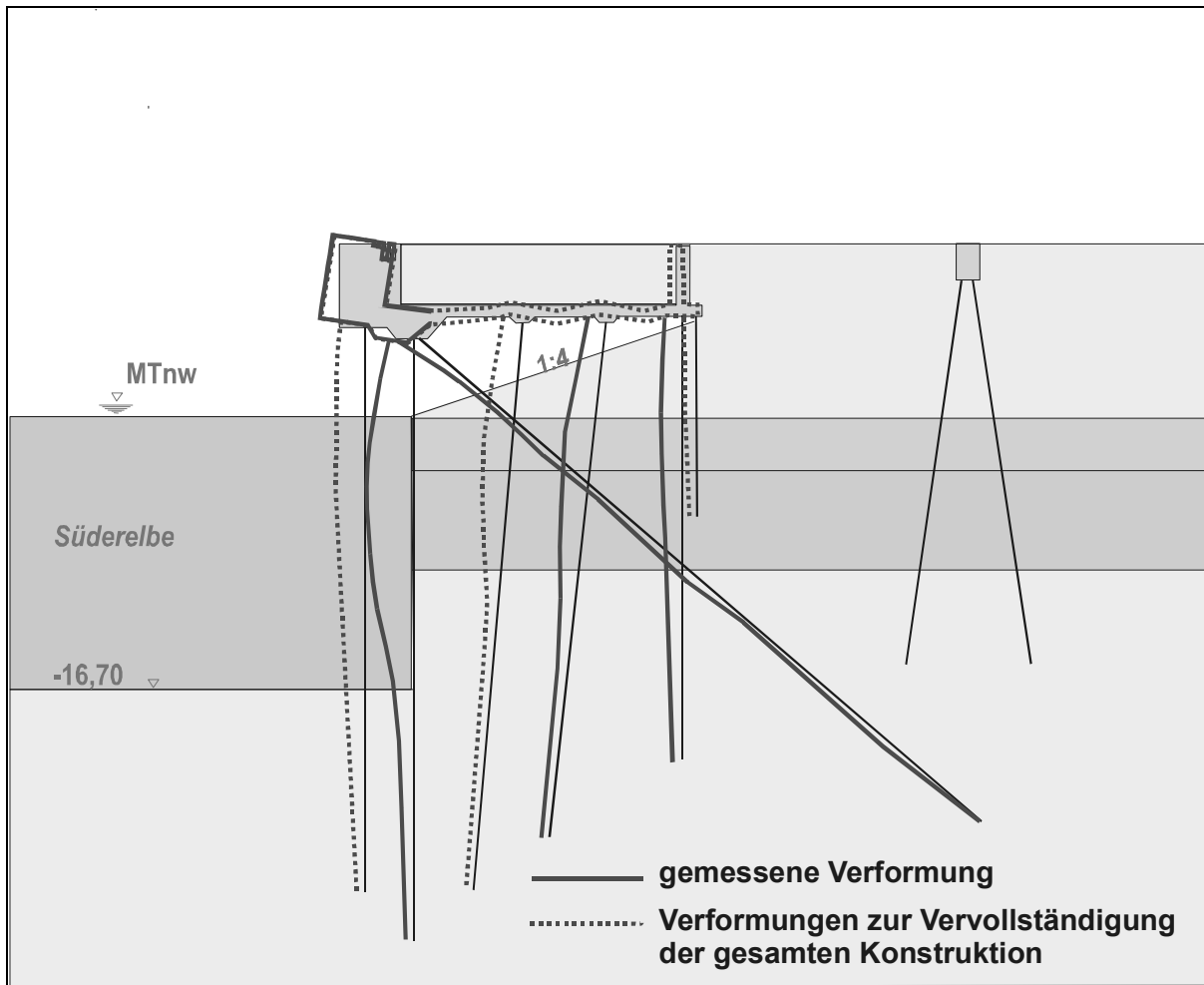


Bild 7.2 Qualitative Verschiebung und Verformung der Kaikonstruktion

Die Verformungsfigur und die Fußeinspannung der Kaimauerwand haben sich qualitativ entsprechend der statischen Berechnung eingestellt. In der Statik wird die Aufnahme der Belastungen allein über die Tragbohlen angenommen. Daher sind Verformungen und Momente in der statischen Berechnung ca. doppelt so groß wie die Messergebnisse. Daraus ist ein Einfluss der Füllbohlen und der erhärteten Suspension auf die Steifigkeit der Kaimauerwand abzuleiten.

Unter Einbeziehung der erhärteten Suspension und der angeschweißten Füllbohlen zur Aufnahme der Lasten ergeben sich auch quantitativ vergleichbare Verformungen und Momente in der Kaimauerwand aus Messung und statischer Berechnung. Mit der FEM-Berechnung konnte dieser Effekt zunächst nicht aufgezeigt werden. Die Suspension und die Füllbohlen sind bei der Steifigkeitsumrechnung berücksichtigt. Die gesamte Spundwand ist auf Grund der gewählten Elementierungen gleichmäßiger belastet und daher zu steif. Eine Reduzierung des E-Moduls in der FEM-Berechnung führt zu einer Annäherung der Biegelinie an die gemessene Biegelinie.

7.2.2 Verformungs- und Lastabtragungsverhalten des Schrägpfahles

Am Anschluss des Schrägpfahles am Kaimauerkopf treten entsprechend des jeweiligen Abbaggerungszustandes zunehmend Zugkräfte auf. Diese aus den Messungen ermittelten Zugkräfte bei Erreichen des Endaushubes an der Schrägpfahlanbindung betragen ca. $N = 1.500 \text{ kN}$ bis ca. $N = 2.000 \text{ kN}$.

Als maximale Normalkraft wird aus den Gleitmikrometermessungen eine Kraft von $N \cong 2.000 \text{ kN}$ bis $N \cong 2.600 \text{ kN}$ errechnet. Diese Kraft tritt aber nicht wie zuvor erwartet im Bereich der Schrägpfahlanbindung auf, sondern erst im Bereich der Kaiplattenbegrenzung zur Landseite. Die Pfahlkraft wird folglich nur auf ca. 55% der gesamten Schrägpfahlänge über Mantelreibung abgetragen.

Von der Anbindungsstelle am Kaikopf nimmt der Schrägpfahl neben den aufzunehmenden Horizontalkräften zusätzlich bis zum Bereich des Kaiplattenendes Mantelreibung aus dem sich mitbewegenden Boden unterhalb der Kaiplatte auf. Diese Bodenbewegungen resultieren größtenteils aus der Verformung der Kaimauerwand in Feldmitte sowie aus den Reaktionskräften der SW-Schürze. Durch die Biegung der freigelegten Kaimauerwand bewegen sich die Bodenkörner weiter zur Wand als sich der Schrägpfahl in Folge der Belastung längt. Der Boden bewegt sich relativ zum Pfahlkopf und erzeugt negative Mantelreibung. Mit zunehmender Abbaggerung werden die Durchbiegungen der Wand und die Wege der Bodenteilchen größer, die negative Mantelreibung steigt an (s. Bild 4.31).

Das Auftreten der negativen Mantelreibung wird durch die Herstellung der Kaikonstruktion als „Landbaustelle“ ermöglicht. Die Bewegung des Bodens in dem sich einstellenden aktiven Gleitkeil verläuft in Richtung der Wanddurchbiegung und wird nicht entscheidend durch Konsolidierungs- oder Setzungsvorgänge im anstehenden gewachsenen Boden überlagert, so dass die Hauptbewegungsrichtung der Bodenteilchen in Bezug zur Pfahl-längsachse eine negative Mantelreibung erzeugt. Zusätzliche vertikale Lasten durch Eigengewicht der Kaiplatte und deren Auffüllung werden überwiegend in den tieferen Baugrund geleitet.

Bei einer „Wasserbaustelle“ hingegen werden die horizontalen Bodenbewegungen deutlich reduziert, weil sich die Kaimauerwand während der nachfolgenden Verfüllung hinter der Wand bereits verformt. Die eintretenden Konsolidationssetzungen führen zu einer signifikanten Überlagerung der Horizontalbewegung des Bodens und belasten so den

Schrägpfahl rückhaltend [GATTERMANN, 1999]. Der Boden bewegt sich relativ vom Pfahlkopf weg.

Numerische Vergleichsberechnungen an Schrägpfählen haben diesen Effekt untersucht und bestätigt [PIEPENBREIER, 2003].

Grundsätzlich wird bei Stützwänden mit dieser Art der Rückverankerung und vergleichbaren Verankerungselementen negative Mantelreibung zu erwarten sein, wenn größere Wandverformungen mit entsprechenden Bodenbewegungen auftreten [HEIBAUM, 1987]. Bei Verpressankern dürfte der Anteil an negativer Mantelreibung dagegen vernachlässigbar sein, da das Zugglied eine vergleichsweise kleine Angriffsfläche bietet und der Verpresskörper außerhalb der sich bei größeren Wandverformungen bewegenden Bodenschichten liegt.

Bei mehrfach rückverankerten Stützwänden ist zu erwarten, dass bei geringen Wandverformungen eine entsprechende Bodenbewegung nicht stattfindet und keine negative Mantelreibung auftritt.

7.3 Bemessungsvorschlag für den Schrägpfahl

Zusätzlich zur berechneten Ankerkraft ist als Schrägpfahlbelastung für die Bemessung derartiger Konstruktionen negative Mantelreibung hinzuzurechnen, die aus der Bodenbewegung unterhalb der Kaiplatte resultiert.

Es wird vorgeschlagen, einen Mantelreibungswert in der Größenordnung von $\tau_m = 20 \text{ kN/m}^2$ anzusetzen. Die negative Mantelreibung ist entsprechend der Einbindelänge des Schrägpfahls in dem Boden unterhalb des Pfahlrostes bzw. innerhalb des aktiven Gleitkeiles zu berücksichtigen.

Grundlage für den Bemessungsvorschlag ist die Auswertung der Gleitmikrometermessungen, die einen Zuwachs an Mantelreibung von ca. $\tau_m = 20 - 30 \text{ kN/m}^2$ im Bereich unterhalb der Kaiplatte ergaben (s.a. Abschnitt 4.4.4).

Nach Bjerrum oder Vesic kann die negative Mantelreibung auch über die Abhängigkeit der Vertikalspannungen σ_z abgeschätzt werden [FRANKE, 1997]. Mit Hilfe des Beiwertes β ,

der den Reibungswinkel φ und den Primärspannungszustand berücksichtigt, ergibt sich ein Mantelreibungswert von

$$\tau_m = \beta \cdot \gamma \cdot z = 0,25 \cdot \gamma \cdot z \quad (7.1).$$

Auch dieser Ansatz bewegt sich in der Größenordnung des o.g. Vorschlages.

Alternativ können auch Mantelreibungswerte für Vorentwürfe oder Vorbemessungen angesetzt werden, die auf Erfahrungswerten basieren. Mantelreibungswerte für I-Profile aus Stahl in Abhängigkeit des Bodens und bei einer Überdeckung des Pfahles von weniger als 5 m bewegen sich zwischen $\tau_m = 10 \text{ kN/m}^2$ und $\tau_m = 20 \text{ kN/m}^2$.

Die Berücksichtigung der negativen Mantelreibung ist vorzunehmen, wenn entsprechend große Biegeverformungen der Stützwand zu erwarten sind und der innerhalb eines Gleitkreises vorhandene Boden unter Lasteinwirkung eine Hauptbewegungsrichtung erfährt, die negative Mantelreibung erzeugt.

8 Zusammenfassung

Eine Kaikonstruktion ist ein vielfach statisch unbestimmtes System, dessen Tragverhalten durch komplexe Interaktionen der Tragelemente untereinander und mit dem Boden bestimmt wird. Zur Lösung des Standsicherheitsproblems wird die Konstruktion durch Zerlegung in Teilsysteme vereinfacht.

Die für Kaikonstruktionen verwendeten Belastungsannahmen und Berechnungsmethoden beruhen auf langjährigen Erfahrungen und Untersuchungen. Ein Ziel solcher Untersuchungen war und ist es, das Trag- und Verformungsverhalten einzelner Bauteile in der Gesamtkonstruktion zu ermitteln. Durch eine entsprechende messtechnische Ausstattung wird eine bessere Beurteilung des Tragverhaltens erreicht. Im Rahmen eines Projektes im Hamburger Hafen konnte ein umfangreiches Messprogramm umgesetzt werden, mit dem das Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig (IGB·TUBS) vom Amt Strom- und Hafenbau der Freien und Hansestadt Hamburg beauftragt wurde. Aus wissenschaftlicher Sicht kann hier von einem in-situ-Großversuch gesprochen werden. Im Anschluss an die Beschreibung des Projektes wird das Gesamtverformungsverhalten der Konstruktion erläutert.

Nach der Darstellung statischer Grundlagen für Kaikonstruktionen und der Beschreibung der Funktionsweise von Zugpfählen wird kurz der Stand der Technik bei Spannungs- und Verformungsmessungen aufgezeigt. Die im Rahmen des Großversuches eingesetzte Messtechnik wird beschrieben und erläutert. Die diskutierten Ergebnisse der Messungen von Inklinometern, Spannungsgebern und im Wesentlichen Gleitmikrometern werden teilweise statistisch und teilweise ingenieurtechnisch bewertet. Die gemessenen Verformungen und berechneten Kräfte und Spannungen werden mit Ergebnissen einer numerischen Berechnung verglichen.

Messungen an der Kaimauerwand haben ergeben, dass die Gültigkeit des Ansatzes des aktiven Erddruckes bestätigt werden kann. Die theoretisch erforderlichen Bewegungen zur Weckung des vollen Erdwiderstandes konnten messtechnisch nicht festgestellt werden, dennoch herrscht im Gesamtsystem Gleichgewicht, wie ein Vergleich der auftretenden Horizontalkräfte bestätigt. Die aus der Verformungsfigur der Kaimauerwand zurückgerechneten Feldmomente zeigen, dass die in derzeitigen Normen und Empfehlungen verankerten Rechenansätze für die Stützwand hohe Sicherheiten im Gebrauchszustand ergeben. Die hohen Sicherheiten resultieren aus der statischen Mitwirkung der zementge-

bundenen Stützflüssigkeit und der Füllbohlen, die in der statischen Berechnung der Kaimauerwand nicht angesetzt werden. Mit Unterstützung geodätischer Kopfpunkteinmessungen kann eine Gesamtbewegung der Kaikonstruktion zur Wasserseite gezeigt werden, in der sich auch in geringerem Umfang der Wandfuß bewegt.

Die axialen Verformungsmessungen an den Schrägpfählen zeigen eine nicht erwartete Normalkraftverteilung entlang des Pfahles. Im Bereich des sich einstellenden aktiven Gleitkeiles wird der Pfahl durch negative Mantelreibung zusätzlich belastet. Die negative Mantelreibung resultiert aus einer horizontalen Bodenbewegung, die sich aus der Wandverformung und der Herstellungsart der Konstruktion als „Landbaustelle“ ergibt. Die Größe der Normalkraft an der Anbindung zur Kaimauerwand und der Maximalwert differieren deutlich gegenüber der statischen Berechnung.

Verdeutlicht wird sowohl die Funktion und Arbeitsweise des Gleitmikrometers als auch die Ermittlung und die Auswertung der Messergebnisse unter Berücksichtigung der untersuchten Randbedingungen. Die Plausibilität und die Genauigkeit der Ergebnisse aus den Gleitmikrometermessungen werden durch umfangreiche Untersuchungen im Feld und im Labor nachgewiesen. Die Gewährleistung der Verformungsübertragung vom Schrägpfahl über die Bentonit-Zement Suspension auf das Messrohr wird herausgestellt.

Das Tragverhalten der Gesamtkonstruktion wird mit einer numerischen Berechnung weiter untersucht. Das dreidimensionale Modell wird an den ermittelten Verformungen der Kaimauerwand kalibriert. Aus der numerischen Berechnung ergeben sich vergleichbare Ergebnisse hinsichtlich der gemessenen Verformungen am Gesamtsystem. Der Verlauf der Normalkräfte am Schrägpfahl mit dem Auftreten der negativen Mantelreibung konnte dargestellt werden.

Zur Bemessung des Schrägpfahles wird resultierend aus den Untersuchungsergebnissen ein Vorschlag unterbreitet, der die auftretende negative Mantelreibung mit berücksichtigt.

Die Untersuchungen zum Lastabtragungs- und Verformungsverhalten an einer Kaikonstruktion haben gezeigt, dass die Vorgehensweise bei der Berechnung der Standsicherheit einer Kaikonstruktion richtig ist. Die Vereinfachung des vielfach statisch unbestimmten Systems in statisch bestimmte Teilsysteme, deren Reaktionskräfte oder –spannungen als Belastungen auf benachbarte Bauteile anzusetzen sind, ergibt grundsätzlich ausreichende Sicherheiten bei der Dimensionierung der Konstruktion. Die Verformungsuntersuchungen haben neue Erkenntnisse hinsichtlich des Lastabtragungsverhaltens von Schrägpfählen

geliefert, die zur Folge haben, dass unter bestimmten Voraussetzungen negative Mantelreibung als zusätzliche Belastung anzusetzen ist.

9 Ausblick

Die gewonnenen Erkenntnisse aus den durchgeführten Untersuchungen, insbesondere die erstmals an einem Schrägpfahl durchgeführten Gleitmikrometermessungen, sollten in Zukunft durch weitere Untersuchungen bestätigt werden.

Durch direktes Anschweißen der Messmarken des Gleitmikrometerrohres an dem Schrägpfahl kann auf die Vermörtelung des Hüllrohres verzichtet werden. Durch den Schweißverbund ist die Lage des Messrohres zur Systemachse exakt definiert, Krümmungen werden genauer zu berechnen sein. Die ersten Verformungsmessungen können umgehend nach dem Rammen des Schrägpfahles erfolgen, wodurch zusätzliche Erkenntnisse über das zeitabhängige Spannungs- und Verformungsverhalten eines Stahlprofils nach dem Rammen gewonnen werden. Hebungen und Setzungen am Pfahlkopf können realitätsnäher prognostiziert werden.

Mit Hilfe der Finiten-Element-Methode (FEM) werden mehr und mehr größere und komplizierte Bauwerkskonstruktionen nachgebildet. Durch die Kalibrierung an Messergebnissen können anhand der Modelle Änderungen hinsichtlich Konstruktion oder Belastungen bewertet werden. Für auf Pfählen gegründete Kaikonstruktionen ist die Modellierung als 3-D-Modell zwingend, da es sich bei den Pfählen um singular angeordnete und damit räumlich tragende Elemente handelt. In einem zweidimensionalen Modell würden sich verknüpfte Schnittpunkte ergeben, die kontinuumsmechanisch nicht korrekt abgebildet werden können.

Weitere Modellerweiterungen hinsichtlich der Belastungen auf eine Kaikonstruktion sind unabdingbar. Bei Pfählen ist der Einsatz von Kontaktelementen absolut notwendig. Stoffmodelle können miteinander gekoppelt und so Ver- und Entfestigungsansätze berücksichtigt werden. Für Weichschichten kann z. B. das Cam-Clay-Modell mit dem verwendeten Drucker Prager-Modell verbunden werden. Strömungsvorgänge aus Tidewechseln mit geschlossenen oder geöffneten Kaimauerwänden, Querschnittsvariationen und Langzeituntersuchungen über Kriechgesetze werden das Lastabtragungs- und Verformungsverhalten von Kaikonstruktionen transparenter machen.

10 Literaturverzeichnis

- | | |
|---|--|
| Ahrens, H. Dinkler, D. 1994, 1996 | Finite-Element-Methoden Teil 1 und 2, Institut für Statik der TU Braunschweig |
| Amstad, C. Kovári, K. 1992 | Deformationsmessung bei Pfahlfundationen, Weiterbildungskurs ETH Zürich, Spezialdruck |
| Amstad, C. Kovári, K. 1984 | Die Messung der Dehnungsverteilung im Baugrund der Münchner U-Bahn, 2nd Conference on Mass Transportation in Asia, Singapore |
| Arz, P. Krubasik, K. 1986 | Mantel- und Fußverpressung bei Bohrpfählen, Beiträge zum Symposium Pfahlgründungen, 12. und 13. März 1986 in Darmstadt |
| Barth, C. Staats, R. 2001 | Containerwelt, Bremerhaven – Drehscheibe des internationalen Seeverkehrs, Wirtschaftsverlag NW GmbH, Bremerhaven |
| Baumgartl, W. 1986 | Gruppenwirkung bei V-Last – Die Pfahlgruppe als Pfahlwald, Beiträge zum Symposium Pfahlgründungen, 12. und 13. März 1986 in Darmstadt |
| Bergamin, S. Kovári K. 1997 | Gleitmikrometer- und Piezodexmessungen im Felsgrund der Stau- mauer Albigna, wasser, energie, luft 89. Jahrgang Heft 7/8 S. 163-170 |
| Berger, G. 1986 | Einfluss der Standzeit auf die Tragfähigkeit gerammter Zugpfähle, Geotechnik, Heft 9 |
| Bergs, T. Gattermann, J. 2000 | Modifiziertes Messkonzept zur Ermittlung der Tragfähigkeit der Kai- konstruktion CT Altenwerder 1. BA in Hamburg, Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Mitteilungsheft Nr. 62 |
| Bienstock, R. Eisert H.D. 1992 | Dauerankergestützte Bauteile – Verformungsmessungen mit Gleit- mikrometer, Sonderdruck aus „Vorträge der Baugrundtagung in Dresden“, S. 429-436 |
| Borchert, K-M., Mönnich, K-D., Savidis, S., Walz, B. 1998 | Tragverhalten von Zugpfahlgruppen für Unterwasserbetonsohlen, Vorträge der Baugrundtagung 1998 in Stuttgart |

- Brameshuber, W.
Plöhn, J.
Hilsdorf, H.K.
1986
Der Einfluss des Zementeinschrumpfens auf die mechanischen Eigenschaften von Beton,
Institut für Massivbau und Baustofftechnologie.
Universität Karlsruhe, Arbeitsbericht
- Brem, G.
1986
Zugpfahlgruppen zur Auftriebssicherheit,
Beiträge zum Symposium Pfahlgründungen, 12. und 13. März 1986 in Darmstadt
- Brinkmann, A.
2000
Untersuchungen zum mechanischen Verhalten von ton-zementgebundenem Dichtwandmaterial für das Zweiphasenverfahren.
Dissertation. Eidgenössische Technische Hochschule Zürich
- Bronstein, I. N.
Semendjajew, K. A.
1979
Taschenbuch der Mathematik,
B.G. Teubner Verlagsgesellschaft, Leipzig
- Cherubini, C.
Cucchiara, L.
Orr, T.L.L.
1995
Comparison between measured and calculated values in geotechnics.
FMGM 95-4th international symposium S. 267-274
- Dörr, H.
1979
Das Anfangsstadium der Hydratation des Tricalciumsilicats.
Dissertation. Fakultät für Bergbau, Hüttenwesen und Maschinenwesen. Technische Universität Clausthal
- EAN
Empfehlungen des Arbeitskreises „Numerik in der Geotechnik“ der DGGT, veröffentlicht in der Zeitschrift „Geotechnik“
- EAU,
1990
Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“ Häfen und Wasserstraßen,
8. Aufl., Ernst und Sohn Verlag
- EAU,
1996
Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“ Häfen und Wasserstraßen,
9. Aufl., Ernst und Sohn Verlag
- Ernst, U.
Wienholz B.
1995
Pfahl-Symposium '95, Fachseminar
Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Mitteilungsheft Nr. 48
- Fecker, E.
1997
Geotechnische Messgeräte und Feldversuche in Fels,
Ferdinand Enke Verlag Stuttgart
- Floss, R.
1994
Messtechnische Überwachung von Tiefbauwerken.
VDI Berichte Nr. 1165 S. 33-43
- Franke, E.
1997
Pfähle, Kap. 3.3,
Grundbau Taschenbuch, Teil 3, 5. Aufl., Ernst und Sohn Verlag

- Franke, E.,
1986a Setzungsbiegung und negative Mantelreibung von flach gerammten Ankerpfählen,
Beiträge zum Symposium Pfahlgründungen, 12. und 13. März 1986 in Darmstadt
- Franke, E.,
1986b Tragverhalten von Zugpfählen und Zugpfahlgruppen,
Beiträge zum Symposium Pfahlgründungen, 12. und 13. März 1986 in Darmstadt
- Franke, E.,
Gollub, P.
1996 Zur Berechnung von Pfahlgruppen insbesondere von Zugpfahlgruppen,
Bautechnik 73, Heft 9
- Franke, E.,
Lutz, B.,
El-Mossallamy, Y.
1994 Pfahlgründungen und die Interaktion Bauwerk/Baugrund,
Sonderdruck aus Geotechnik 3/1994, S. 157-172
- Fröhlich, H.
Mager, W.
1995 Qualitätskontrolle durch baubegleitende messtechnische Überwachung.
BMT 1, S. 26-32
- Gattermann, J.
1998 Interpretation von geodätischen Messungen an Kaimauern in einem Tidehafen, Dissertation,
Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Mitteilungsheft Nr. 59
- Gattermann, J.
1999 Pfahlrostsystem der Kaiplatte ‚Verlängerung Europakai‘, Hamburg – Änderung des Einbringverfahrens auf Grund geotechnischer Messungen,
Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Mitteilungsheft Nr. 60, S. 407-419
- Gellhaus, R.
1999 Kopplung von Inklinometer- und Schrägpfahldehnungsmessungen am Containerterminal III in Bremerhaven.
Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Braunschweig, Studienarbeit unveröffentlicht
- Glötlz,
2000 Produktkatalog Glötlz Baumesstechnik
- Goldscheider, M.
2000 Zum Nachweis der Geländebruchsicherheit und der erforderlichen Ankerlänge verankerter Stützwände,
Bautechnik 77, Heft 9, S.641 – 656
- Gross, H-W.,
Leible, Ch.
1998 Vermessung von Pfahlbohrungen, Schlitzwandlamellen und Düsenstrahlsäulen während der Herstellung,
Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Mitteilungsheft Nr. 55

- Gruber, N.,
Koreck, H-W.,
Schwarz, P.
1985
Beiträge zum Tragverhalten axial zyklisch belasteter Pfähle,
Lehrstuhl und Prüfamf für Grundbau, Bodenmechanik und Felsme-
chanik der Technischen Universität München, Schriftreihe Heft 5
- Gudehus, G.
1994
Ein umfassendes Konzept zum Nachweis der Tragfähigkeit und
der Gebrauchstauglichkeit in der Geotechnik,
Geotechnik 17, S. 83-103
- Gußmann, P.
Schad, H.
1995
Numerische Verfahren, Kap. 1.11,
Grundbau Taschenbuch, Teil 1, 5. Aufl., Ernst und Sohn Verlag
- Gudehus, G.
Dierssen, G.
1990
Sicherheitsnachweise für eine verankerte Spundwand in Sandbo-
den,
Geotechnik 13, S. 188-195
- Habel, W.,
Holst, A.
1995
Vergleichende Verformungsmessungen an einem Stahlbetonpfahl
mit Gleitmikrometer, DMS und Fasersensoren,
Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Braunschweig, Mittei-
lungsheft Nr. 48
- Hagmann, A.J.
Rüedlinger, P.
1985
Bahnhof Museumsstraße: Projektierung und Ausführung der Groß-
bohrpfähle und Vollstahlstützen,
Studentagung SIA-Fachgruppe für Brücken- und Hochbau, SIA-
Dokumentation Nr. 94, S. 31-41
- Hanke, T.
2001
Numerische Berechnung des Containerterminals Altenwerder
Hamburg,
Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig,
Studienarbeit unveröffentlicht
- HANSA
2001
Container Terminal Altenwerder.
HANSA Schifffahrt-Schiffbau-Hafen 138. Jahrgang (2001) Nr. 9
- Hartung, M.
1995
Einflüsse der Herstellung auf die Pfahltragfähigkeit in Sand, Disser-
tation,
Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig,
Mitteilungsheft Nr. 48
- Heibaum, M.H.
1986
Gruppenwirkung von Verpressankern und Zugpfählen bei Bruch
auf der tiefen Gleitfuge,
Beiträge zum Symposium Pfahlgründungen, 12. und 13. März
1986 in Darmstadt
- Heibaum, M.H.
1987
Zur Frage der Standsicherheit verankerter Stützwände auf der tie-
fen Gleitfuge, Dissertation,
Inst. Für Grundbau, Boden- und Felsmechanik der TH Darmstadt,
Heft Nr. 27

- Herzog, M.
1990
Zur Tragfähigkeit von Zugfundamenten und –pfählen,
Bauingenieur 65, S. 137-139
- Höft, H.-D.
1992
Zum Kaimauer-Workshop der HTG, Kaimauerbau, Erfahrungen
und Entwicklungen,
Sonderdruck aus HANSA 7 u. 8
- Holst, A.,
Habel, W.
1995
Vergleichbare Verformungsmessungen an einem Stahlbetonpfahl
mit Gleitmikrometer, DMS und Fasersensoren,
Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig,
Mitteilungsheft Nr. 48
- Huch, T.,
Kirsch, F.,
Schallert, M.
2001
Der Einsatz dynamischer Pfahlgründungen zur Gründungsoptimie-
rung des Containerterminals Altenwerder,
Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig,
Mitteilungsheft Nr. 65
- IBECO,
1998
Bentonit im Tiefbau,
Handbuch für die Baupraxis, IBECO Bentonit-Technologie GmbH,
Mannheim
- Ischebeck, E.F.
2001
Kritische Überlegungen zur momentanen Ausschreibungspraxis
von Dauerankern,
Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig,
Mitteilungsheft Nr. 65
- Kahl M.
1988
Primär- und Sekundärspannungszustände in überkonsolidiertem
Ton – Am Beispiel eines im Hamburger Glimmertons aufgefahre-
nen Tiefdükers, Dissertation,
Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig,
Mitteilungsheft Nr. 36
- Kaiser, W.
1969
Die technologischen Eigenschaften von Zementsuspensionen und
die daraus ableitbaren Folgerungen für die Praxis im Tiefbau,
Dissertation, Universität Stuttgart
- Kayser, J.
1995
Spannungs-Verformungs-Verhalten von Einphasen-
Dichtwandmassen, Dissertation,
Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig,
Mitteilungsheft Nr. 49
- Kempfert, H.-G.
1995
Zur Ermittlung von Pfahltragfähigkeiten nach EC 7 und DIN 1054
Teil 100,
Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig,
Mitteilungsheft Nr. 48
- Klotz, U.,
Coop M.R.,
Taylor R.N.
2001
Zur Verteilung von Spitzendruck, Mantelreibung und Radialspan-
nung bei Installation von Rammpfählen in Sand,
Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig,
Mitteilungsheft Nr. 65

- Klotz, U.,
Coop M.R.,
Taylor R.N.
2000
Zum Tragverhalten von Rammpfählen,
Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., Vorträge der Bau-
grundtagung 2000 in Hannover
- Kovári, K.
Amstad, Ch.
Anagnostou, G.
1987
L'eau dans les massifs rocheux et dans les ouvrages souterrains,
Publications de la Société Suisse de Mécanique des Sols et des
Roches, Journée de printemps, 7 mai, Bienne
- Kovári, K.
Amstad, C.
1982
A new method of measuring deformations in diaphragm walls and
piles,
Géotechnique Vol. XXXII, No.4, S. 402-406
- Kovári, K.
Amstad, C.
1980
Ein Beitrag zum Problem der Deformationsmessungen hoher Prä-
zision der Geotechnik,
VIII. Internationaler Kurs für Ingenieurvermessung
- Kovári, K.,
Amstad, Ch.
1998
Feldmessungen in der Geotechnik,
Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig,
Mitteilungsheft Nr. 55, S. 1 – 16
- Kranz, S.
1999
Lokale Schwind- und Temperaturgradienten in bewehrten, oberflä-
chennahen Zonen von Betonstrukturen,
Institut für Massivbau und Baustofftechnologie Karlsruhe Heft 35
- Kuntsche, K.
1996
Empfehlungen zum Einsatz von Mess- und Überwachungssyste-
men für Hänge, Böschungen und Stützbauwerke.
Geotechnik 19 Nr. 2 S. 82-98
- Linder, W.-R.
Böhle, B.
Schröder, T.
Kirsch, F.
2003
Vergleichende Probelbelastungen an einem Barette, einem Bohr-
pfahl und Verdrängungspfählen im Hafen Hamburg,
Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig,
Mitteilungsheft Nr. 71, S. 247 – 266
- Linder, W.-R.,
Ellner, A.,
Koreck, H.-W.,
Meißner, H.,
Schmidt, H.-G.
1993
Statische axiale Probelbelastungen von Pfählen,
Technische Berichte, Empfehlungen des Arbeitskreises 5 der
DGEG, Geotechnik
- Locher, D.
1986
Hydratation und Festigkeitsentwicklung von Klinkermineralgemi-
schen. Dissertation,
Fakultät für Bergbau, Hüttenwesen und Maschinenwesen. Techni-
sche Universität Clausthal

- Locher, F.W.
1984 Chemie des Zements und der Hydratationsprodukte,
Zement-Taschenbuch, 48. Ausgabe, Verein Deutscher Zement-
werke, Bauverlag GmbH
- Mangold ,M.
1994 Die Entwicklung von Zwang- und Eigenspannungen in Betonbau-
teilen während der Hydratation.
Technische Universität München, Institut für Baustoffkunde und
Werkstoffprüfung Heft 1
- Marks, T.
1997 Neuartiger gebohrter Ankerpfahl,
Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig,
Mitteilungsheft Nr. 53
- Marte, R,
1998 Rückrechnung der Schnittgrößen und Belastung von horizontal
beanspruchten Stahlbetonpfählen zur Sicherung von Hangrut-
schungen aus Verformungsmessungen, Dissertation,
Institut für Bodenmechanik und Grundbau der TU Graz, Heft 2
- Maybaum, G.
1996 Erddruckentwicklung auf eine in Schlitzwandbauweise hergestellte
Kaimauer, Dissertation,
Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig,
Mitteilungsheft Nr. 52
- Maybaum, G.,
Oltmanns, W.
2001 Numerische Ermittlung der Widerstands-Setzungslinie von Pfählen
unter Berücksichtigung der Streuung der bodenmechanischen
Kennwerte,
Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig,
Mitteilungsheft Nr. 65
- Meek, J. W.
1998 Pfahlbiegung hinter Spundwänden,
Verlag: Ernst & Sohn. Bautechnik 75 Heft 1, S.3-10
- Meissner, H.
1983 Tragverhalten axial oder horizontal belasteter Bohrpfähle in körni-
gen Böden,
Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsme-
chanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 93
- Meißner, H.
2002 Empfehlungen des Arbeitskreises 1.6 „Numerik in der Geotechnik“,
Abschnitt 3: Baugruben,
Geotechnik 2002, Nr.1, S. 44-56
- Miller, C.
1999 Aspekte zur Planung einer Kaianlage,
HANSA 136. Jg., Nr. 10, S. 80/81
- Mors, H.
1959 Das Verhalten von Mastgründungen bei Zugbeanspruchung,
Die Bautechnik, Heft 10, 36. Jg.

- Müller-Kirchenbauer, A.
2000 Entwicklung und Durchführung eines Versuches zur vergleichenden Verformungsmessung mit Gleitmikrometer und Dehnungsmessstreifen, Studienarbeit am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, unveröffentlicht
- Nendza, H.
1966 Einflüsse auf die Tragfähigkeit von Zugpfählen mit Fußverbreiterung in Sandboden, Mitteilungen des Franzius-Institutes für Grund- und Wasserbau der TH Hannover, Heft 26
- Nendza, H.
1988 3. Grundbau-Seminar 1988, Mitteilungen aus dem Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik, 15
- Nolting, E. H.
1989 Zur Frage der Entwicklung lastunabhängiger Verformungen und Wärmedehnzahlen junger Betone, Dissertation, Fakultät für Bauwesen. Universität Hannover
- Ostermayer, H.
1995 Das Verhalten des Systems Bauwerk-Anker-Boden als Grundlage für den Entwurf verankerter Konstruktionen, Bauingenieur 70, S. 371-380
- Petermann, H.,
Lackner, E.,
Schenck, W.
1967 Tragfähigkeit von Pfählen, Großversuche und ihre Auswertung, Berichte aus der Bauforschung, Heft 49, Verlag Ernst & Sohn, Berlin
- Piepenbreier, O.
2003 Numerische Untersuchungen zum Einfluss der Erddruckabschirmung auf Kaimauern durch Pfähle
Diplomarbeit am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, unveröffentlicht
- Powroschnik, L.
1993 Berechnung der Setzungsbiegung von Schrägpfählen, Dissertation, Technische Hochschule Darmstadt
- Quarg-Vonscheidt, J.
2000 Berechnungsmodell für die Tragfähigkeit und das Gruppenverhalten von Zugpfählen, Dissertation, Bergische Universität GH Wuppertal, Bericht Nr.23
- Quarg-Vonscheidt, J.,
Walz, B.
2001 Bemessungskonzept für Zugpfähle und Zugpfahlgruppen, Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Mitteilungsheft Nr. 65
- Richwien, W.
1986 Pfropfenbildung in offenen Stahlprofilen, Beiträge zum Symposium Pfahlgründungen, 12. und 13. März 1986 in Darmstadt

- Riedmüller, G.
Schubert, W.
Semprich S.
1998
Rückrechnung der Schnittgrößen und Belastung von horizontal beanspruchten Stahlbetonpfählen zur Sicherung von Hangrutschungen aus Verformungsmessungen, Gruppe Geotechnik Graz Heft 2
- Rodatz, W.
1992
Notwendigkeit und Ziel baubegleitender Messungen, HANSA 129. Jg, Nr. 7, S. 722 – 725
- Rollberg, D.
1978
Die Kraft-Setzungslinie von Pfählen, Bauingenieur 53, S. 309-313
- Savidis, S.A.,
Borchert, K-M.,
Mittag, J.,
Rackwitz, F.
1999
Tragverhalten von Pfahlgruppen zur Auftriebssicherung tiefer Baugruben in Berlin – Messergebnisse und numerische Analysen, Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Mitteilungsheft Nr. 60,
- Schanz, T.
1999
Verformungsprognosen in der Geotechnik – Möglichkeit und Grenzen, Geotechnikseminar Weimar EDV-Anwendungen im Erd- und Grundbau, S. 43 - 57
Bauhaus Universität Weimar, Schriftenreihe Geotechnik, Heft 02
- Schenck, W.
1951
Der Ramppfahl, Berlin, Verlag von Wilhelm Ernst und Sohn
- Schmidt, G.
1986
Der Bruchmechanismus von Zugpfählen – eine Nachlese zum Pfahlsymposium 86, Darmstadt
- Schneehain, O.
1994
Beurteilung der Beanspruchung einer Kaimauer in Schlitzwandbauweise auf der Grundlage von Messungen, Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Diplomarbeit unveröffentlicht
- Schweiger, H. F.
1994
Nichtlineare Berechnungsmethoden in der Geotechnik, Institut für Bodenmechanik und Grundbau der TU Graz
- Schweiger, H. F.
1997
Berechnungsbeispiele des A 1.6 der DGGT – Vergleich der Beispiel 1 (Tunnel) und 2 (Baugrube), in H. Meißner, Beiträge zum Workshop Numerik in der Geotechnik, DGGT, S. 1 – 30
- Seitz, J.M.,
Schmidt, H.-G.
2000
Bohrpfähle, Verlag Ernst & Sohn
- Smoltczyk, U.
1997
Grundbau – Taschenbuch, Fünfte Auflage Teil 3
- Solexperts
1999
Drilling Motors. Prospekt der Fa. Solexperts AG, Zürich

- | | |
|-------------------------------|--|
| Solexperts, 1985 | Festigkeitsuntersuchungen an verschiedenen Mischungen aus Zement-Ton/Bentonit-Suspensionen der Fa. Solexperts AG, Zürich, unveröffentlicht |
| Straub, E. 2001 | Albert Ballin. Der Reeder des Kaisers, Berlin: Siedler-Verlag |
| Strom- und Hafenbau 2001a | Empfehlung für die Spundwandberechnung, Musterblatt Nr. 15, Freie und Hansestadt Hamburg, Wirtschaftsbehörde |
| Strom- und Hafenbau 2001b | Container Terminal Altenwerder, Neubau Kaimauer 2. Bauabschnitt, Firmenprospekt, Freie und Hansestadt Hamburg, Wirtschaftsbehörde |
| Strom- und Hafenbau 1992 | Hafenerweiterung Altenwerder, Zukunft für Hafen und Stadt, Freie und Hansestadt Hamburg, Wirtschaftsbehörde |
| Strom- und Hafenbau 1996 | Hochwasserschutz in Häfen – Neue Bemessungsansätze, Sprechtag der Hafenbautechnischen Gesellschaft am 2. Oktober in Hamburg, Amt Strom und Hafenbau der Wirtschaftsbehörde |
| Strom- und Hafenbau 1997 | Logistisches Dienstleistungszentrum Hafen Hamburg, Chancen einer neuen Ära, Freie und Hansestadt Hamburg, Wirtschaftsbehörde |
| Strom- und Hafenbau 1999 | Container Terminal Altenwerder, Neubau Kaimauer 1. Bauabschnitt, Firmenprospekt, Freie und Hansestadt Hamburg, Wirtschaftsbehörde |
| Thut, A. 1996 | Geomechanische Instrumentierung und automatische Überwachung von instabilem Hängen. aus: Instabile Hänge und andere risikorelevante natürliche Prozesse, Monte Verita, Birkhäuser Verlag, Basel, S.105-118 |
| Thut, A. 1981 | Neues Messverfahren zur Linienbeobachtung von Deformationen im Fels – Gewichtsmauer Albigna, wasser, energie, luft 73. Jahrgang Heft 4 S. 83-84 |
| Thut, A. 1983 | Das Messprinzip des Gleitmikrometers Iseth und praktische Erfahrungen in der Geotechnik, Symposium Messtechnik im Erd- und Grundbau, S. 173-179 |
| Thut, A. Roose, K. 1988 | Verformungsverhalten bei einem flachliegenden, mit dem "jet-grouting"-Verfahren erstellten Tunnel, Versuche, Messungen und Rückrechnung, Mitteilungen der Schweizerischen Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik. Herbsttagung, Bern S. 33 38 |

- Triantafyllidis, T.
1996 Verformungen von tiefen Baugrubenwänden im Bauzustand, Felsbau 14 Nr. 4 S. 178-183
- VDZ,
2000 Zement-Taschenbuch, Verein Deutscher Zementwerke e.V., Verlag Bau + Technik, Düsseldorf
- Vittinghoff, T.
1996 Auswirkung der Rohrverdrehung auf die Qualität von Inklinometermessungen, Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Mitteilungsheft Nr. 50
- Vogt, J.
1992 Tragverhalten von Schlitzwandelementen, Veröffentlichungen des Fachbereiches Bodenmechanik und Felsbau, Kaiserslautern Heft 1
- Von Soos, P.
1990 Grundbau – Taschenbuch, Vierte Auflage Teil 1
- Wanninger, R.
1980 Beitrag zum Spannungs-Verformungsverhalten von Böden – Zur Lösung von Grundbauaufgaben mit Hilfe von elastoplastischen Stoffgesetzen vorgeführt am Einzelfundament und an der verankerten Wand. Mitteilung der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der TH Darmstadt, Heft 23
- Weiß, K.
Pfehlversuche zur Ermittlung der Größe der negativen Mantelreibung in organischen Böden, Mitteilungen der deutschen Forschungsanstalt für Bodenmechanik DEGEBO an der TU Berlin, Heft 30
- Weissenbach, A.
1962 Der Erdwiderstand von schmalen Druckflächen, Die Bautechnik 6/1962; S. 204 – 211
- Wernick, E.
1978 Tragfähigkeit zylindrischer Anker in Sand unter besonderer Berücksichtigung des Dilatanzverhaltens, Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 75
- Wischers, G.
1961 Einfluss einer Temperaturänderung auf die Festigkeit von Zementgestein und Zementmörtel mit Zuschlagstoffen verschiedener Wärmedehnung. Verein Deutscher Zementwerke E.V. Düsseldorf, Heft 28
- Zeitler, W.
1983 Untersuchungen zu Temperatur- und Spannungszuständen in Betonbauteilen infolge Hydratation, Dissertation, Fachbereich Konstruktiver Ingenieurbau. Technische Hochschule Darmstadt